

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**MODELACIÓN BIDIMENSIONAL DEL FLUJO GENERADO POR LA
ROTURA DE UNA PRESA DE TIERRA, UTILIZANDO EL
PROGRAMA IBER**

**TESIS DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAGISTER EN
RECURSOS HÍDRICOS MENCIÓN DISEÑO DE PROYECTOS HIDRÁULICOS**

ANGELO ENRIQUE PALAVECINO RAMOS
angelopalavecino@gmail.com

DIRECTORA: ING. XIMENA HIDALGO BUSTAMANTE MSc
ximena.hidalgob@gmail.com

Quito, 2015

DECLARACIÓN

Yo, Angelo Enrique Palavecino Ramos, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

ANGELO ENRIQUE PALAVECINO RAMOS

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Angelo Enrique Palavecino Ramos, bajo mi supervisión.

ING. XIMENA HIDALGO MSc

DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por brindarme una nueva oportunidad en la vida.

A mi esposa, por alentarme en cada paso que sigo, Te amo.

A mi directora de tesis Ing. Ximena Hidalgo, quien ha contribuido en mi formación profesional, además de su valiosa colaboración, orientación y apoyo en la elaboración de este trabajo.

Al Dr. Marco Castro, quien con su conocimiento ha contribuido en mi formación profesional, al mismo tiempo su colaboración y orientación en la elaboración de este trabajo.

Al Ing. Jorge Toapaxi, por su valiosa colaboración aportando observaciones, sugerencias y apoyo en la elaboración de este trabajo.

A la Escuela Politécnica Nacional, por permitirme crecer profesionalmente.

Un agradecimiento muy especial a la Dra. Cristina Fernández, quien siempre me brindo de su tiempo y su invaluable ayuda cuando la solicite.

Al Dr. José María Carrillo, por sus valiosas observaciones en el presente trabajo.

A los que fueron mis compañeros en la maestría, de los cuales guardo un gran recuerdo.

A todos que de alguna manera me brindaron su apoyo cuando lo requería.

DEDICATORIA

A mis hijos Alessandro y Francesco, los amo hasta el infinito y más allá.

ANGELCOPALAVITRANOS

CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
DEDICATORIA.....	V
RESUMEN.....	XV
SUMMARY.....	XVI
PRESENTACIÓN.....	XVII
CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 GENERALIDAD.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3 ALCANCE.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	4
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
CAPÍTULO II.....	5
PRESAS DE TIERRA Y SUS CARACTERÍSTICAS.....	5
2.1 PRESAS DE TIERRA.....	5
2.2.1 SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA PRESA DE TIERRA.....	8
2.2.2 ELEMENTOS DE UNA PRESA.....	9
2.2.3 DRENAJE EN PRESAS DE TIERRA.....	13
2.2.4 FILTROS.....	15
2.2.5 NÚCLEO IMPERMEABLE.....	15
2.3 CIMENTACIONES.....	16
2.4 FILTRACIONES.....	17
2.5 PROTECCIÓN TALUD AGUAS ARRIBA.....	18
2.6 PROTECCIÓN TALUD AGUAS ABAJO.....	19
2.7 ESTABILIDAD.....	20
2.7.1 MÉTODO SUECO.....	20
2.7.2 ECUACIÓN DE COULOMB.....	22
2.7.3 MÉTODO BISHOT MODIFICADO.....	22
2.8 VENTAJAS DE LAS PRESAS DE TIERRA.....	23

2.9 DESVENTAJAS DE LAS PRESAS DE TIERRA.....	24
2.10 MANTENIMIENTO.....	24
CAPÍTULO III.....	26
ROTURA DE UNA PRESA DE TIERRA. CAUSAS Y EFECTOS.....	26
3.1 CAUSAS PROBABLES QUE PUEDEN PROVOCAR LA ROTURA EN PRESAS DE TIERRA.....	26
3.2 PRINCIPALES CAUSAS QUE PROVOCAN LA ROTURA DE UNA PRESA DE TIERRA.....	27
3.2.1 ESTABILIDAD DE TALUDES.....	27
3.2.2 SOBREVERTIDO O DESBORDAMIENTO	28
3.2.3 TUBIFICACIÓN (PIPING).....	30
3.2.4 SÍSMICA.....	31
3.2.5 LICUEFACCIÓN	32
3.2.6 AGRIETAMIENTO.....	33
3.3 EFECTOS DE UNA ROTURA DE PRESA.....	34
3.4 CLASIFICACIÓN DE RIESGO EN PRESAS.....	42
3.5 INUNDACIONES CAUSADAS POR UNA ROTURA DE UNA PRESA DE TIERRA.....	44
CAPÍTULO IV.....	46
PARÁMETROS DE ESTIMACIONES DE UNA BRECHA.....	46
4.1 PRINCIPALES DATOS DE UNA BRECHA.....	46
4.1.1 ANCHO DE LA BRECHA.....	48
4.1.2 PROFUNDIDAD DE LA BRECHA.....	48
4.1.3 INCLINACIÓN O ÁNGULOS DE LOS TALUDES	49
4.1.4 PARÁMETRO DE TIEMPO EN LA BRECHA.....	49
4.2 ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DE FORMACIÓN DE UNA BRECHA.....	50
4.2.1 JOHNSON & ILLES (1976).....	51
4.2.2 SING & SNORRASON (1982-1984).....	51
4.2.3 MacDONALD & LANGRIDGE-MONOPOLIS (1984).....	52
4.2.4 FROEHLICH (1987 - 1995)	52
4.2.5 RECLAMATION (1988).....	54
4.2.6 V. SINGH & SCARLATOS (1988)	54

4.2.7 VON THUN & GILLETTE (1990) - DEWEY & GILLETTE(1993)...	55
4.2.8 FORMACIÓN DE LA BRECHA SEGÚN LA GUÍA TÉCNICA PARA CLASIFICACIÓN DE PRESAS (1996).....	56
4.3 ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO	57
4.3.1 CUADRO RESUMEN DE FÓRMULAS.....	57
4.4 HIDROGRAMA DE SALIDA GENERADO POR UNA ROTURA. 58	58
4.5 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	59
CAPÍTULO V	61
INTRODUCCIÓN AL PROGRAMA IBER.....	61
5.1 INTRODUCCIÓN	61
5.2 ECUACIONES DE SAINT VENANT BIDIMENSIONALES.....	62
5.3 VELOCIDAD EN PLANO “XY” Y CALADO	65
5.4 FUERZA DE ROZAMIENTO	66
5.5 VOLÚMENES FINITOS EN IBER.....	67
5.6 CONDICIÓN DE COURANT-FRIEDRICH-LEVY (CFL)	70
5.7 MALLA DE CÁLCULO	71
5.8 LIMITACIONES IBER	73
5.9 VENTAJAS DE IBER	74
5.10 COMPARACIÓN ENTRE IBER Y HEC-RAS.....	74
5.11 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	77
CAPÍTULO VI	79
MODELACIÓN BIDIMENSIONAL DE UNA ROTURA DE PRESA DE TIERRA CON IBER. APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO “PRESA PESCADO”	79
6.1 GENERALIDAD. PRESA PESCADO.	79
6.2 DATOS PARA LA MODELACIÓN.....	82
6.2.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA.....	82
6.2.2 COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL FLUJO.....	82
6.3 SIMULACIÓN ROTURA DE PRESA DE TIERRA CON IBER.....	83
6.3.1 DATOS PARA LA MODELACIÓN	84
6.3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ROTURA.....	85
6.3.3 TIEMPO Y FORMA DE LA BRECHA.....	86

6.3.4 VISUALIZACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	89
6.4 IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS DE INUNDACIÓN.....	89
6.5 CONCLUSIONES DE LA MODELACIÓN EN IBER	106
6.6 SIMULACIÓN ROTURA DE PRESA DE TIERRA CON HEC-RAS	107
6.6.1 MODELACIÓN EN HEC-RAS	108
6.6.2 INGRESO DE DATOS DE LA PRESA Y DE LA BRECHA.....	109
6.6.3 ZONA DE INUNDACIÓN EN HEC-RAS.	110
6.7 HIDROGRAMAS OBTENIDOS EN HEC-RAS E IBER	112
6.8 MODELACIÓN EN FLUJO PERMANENTE.....	115
6.9 MODELACIONES DE CRECIDAS.....	117
6.9.1 MODELACIÓN DE CRECIDA N° 1	117
6.9.2 MODELACIÓN DE CRECIDA N° 2	118
6.9.3 MODELACIÓN DE CRECIDA N° 3	120
6.9.4 MODELACIÓN DE CRECIDA N° 4	121
6.10 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	122
CAPÍTULO VII.....	124
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	124
7.1 CONCLUSIONES.....	124
7.1.1 CONCLUSIONES DE LAS MODELACIONES DE LA PRESA PESCADO.....	124
7.1.2 CONCLUSIONES IBER / HECRAS	126
7.1.3 PRESAS	129
7.2 RECOMENDACIONES.....	129
BIBLIOGRAFÍA.....	132
ANEXO.....	135

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 2.1	
RELLENOS DE SUELOS Y ENROCADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS.....	6
GRÁFICO 2.2	
VARIANTES DE PRESAS DE TIERRA Y RELLENO DE SUELO-ROCA.	8
GRÁFICO 2.2.1	
SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA PRESA DE TIERRA.....	9
GRÁFICO 2.2.2a	
ELEMENTOS DE UNA PRESA.....	9
GRÁFICO 2.2.2b	
VERTEDERO DE EXCESO	11
GRÁFICO 2.2.2c	
CORONA.....	12
GRÁFICO 2.2.2d	
BORDO LIBRE	12
GRÁFICO 2.2.3a	
ALGUNOS TIPOS DE DRENES EN PRESAS DE SECCIÓN HOMOGÉNEA.....	14
GRÁFICO 2.2.3b	
SECCIÓN TIPO DE UN DREN A CIELO ABIERTO Y UNA CUNETAS DE GUARDA.....	15
GRÁFICO 2.2.5	
ALGUNAS POSICIONES TÍPICAS DEL NÚCLEO IMPERMEABLE EN PRESAS DE TIERRA	16
GRÁFICO 2.5	
PROTECCIÓN DE TALUD AGUAS ARRIBA CON ENROCADO POR VOLTEO.....	18
GRÁFICO 2.6	
PROTECCIÓN DEL TALUD AGUAS ABAJO CON ENROCADO POR VOLTEO.....	19
GRÁFICO 3.1	
ESQUEMA CON DIFERENTES DESLIZAMIENTO DE UN TALUD.....	27
GRÁFICO 3.2.1	
DESLIZAMIENTO DE UN TALUD.....	28
GRÁFICO 3.2.2	
ROTURA POR DESBORDAMIENTO PRESA DE TOUS.....	29
GRÁFICO 3.2.3	
TUBIFICACIÓN DESARROLLADA: (1) EN EL CUERPO DE LA PRESA. (2) EN EL CIMIENTO DE LA PRESA.....	31

GRÁFICO 3.2.5	
LICUEFACCIÓN EN UNA PRESA DE TIERRA.....	33
GRÁFICO 3.2.6	
GRIETAS EN PRESA DE TIERRA.....	34
GRÁFICO 3.5	
LA PRESA DE VAJONT - PUEBLO DE LONGARONE ANTES Y DESPUÉS DE LA INUNDACIÓN.....	45
GRÁFICO 4.1	
PARÁMETROS FÍSICOS DE UNA BRECHA EN UNA PRESA DE TIERRA INDICATIVA, VISTA DE FRONTAL.....	48
GRÁFICO 5.1	
MALLA NO ESTRUCTURADA Y ESTRUCTURADA.....	62
GRÁFICO 5.5.1	
ELEMENTO DE LONGITUD Δx	68
GRAFICO 5.5.2	
ELEMENTO DE LONGITUD Δx DONDE $Q_L > Q_R$	69
GRAFICO 5.5.3	
ELEMENTO DE LONGITUD Δx	69
GRAFICO 5.7a	
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE UNA MALLA EN IBER.....	72
GRAFICO 5.7b	
REPRESENTACIÓN DE UN ELEMENTO.....	73
GRÁFICO 6.1 a	
CAPTURA DE LA POBLACIÓN DE OLMEDO.....	79
GRÁFICO 6.1 b	
UBICACIÓN PRESA PESCADO.....	80
GRÁFICO 6.1 c	
TRAZADO RIO PESCADO.....	81
GRÁFICO 6.4a	
ZONAS INUNDADAS.....	90
GRÁFICO 6.4b	
VELOCIDADES A 00:30h.....	91
GRÁFICO 6.4c	
CALADOS A 00:30h.....	91
GRÁFICO 6.4d	
VELOCIDADES A 01:00h.....	92
GRÁFICO 6.4e	
CALADOS A 01:00h.....	92
GRÁFICO 6.4f	
VELOCIDADES A 01:30h.....	93
GRÁFICO 6.4g	
CALADOS A 01:30h.....	93

GRÁFICO 6.4h	
VELOCIDADES A 02:00h.....	94
GRÁFICO 6.4i	
CALADOS A 02:00h	
GRÁFICO 6.4j	
VELOCIDADES A 02:30h.....	95
GRÁFICO 6.4k	
CALADOS A 02:30h.....	95
GRÁFICO 6.4l	
ZONAS DE INUNDACIÓN EN OLMEDO.....	96
GRÁFICO 6.4m	
ZONAS DE INUNDACIÓN EN OLMEDO.....	97
GRÁFICO 6.4n	
CORTE TRANSVERSAL A.....	98
GRÁFICO 6.4ñ	
CORTE TRANSVERSAL B.....	98
GRÁFICO 6.4o	
CORTE TRANSVERSAL C.....	99
GRÁFICO 6.4p	
CORTE TRANSVERSAL D.....	99
GRÁFICO 6.4q	
VELOCIDAD EN EL EJE X.....	100
GRÁFICO 6.4r	
VELOCIDAD EN EL EJE Y.....	100
GRÁFICO 6.4s	
PUNTOS VARIACIÓN DE VELOCIDAD Y CALADO.....	101
GRÁFICO 6.4t	
VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD PARA PUNTOS SELECCIONADOS	
.....	102
GRÁFICO 6.4u	
VARIACIÓN DEL CALADO PARA PUNTOS SELECCIONADOS	102
GRÁFICO 6.4v	
VÍA SANTA ANA AFECTADA POR LA INUNDACIÓN	104
GRÁFICO 6.4w	
CASAS AFECTADAS POR LA INUNDACIÓN.....	105
GRÁFICO 6.6.1	
TRAZADO DEL RÍO PESCADO.....	108
GRÁFICO 6.6.2	
PANTALLA BREACH (PLAN DATA)	110
GRÁFICO 6.6.3	
IMPLANTACIÓN DEL RÍO PESCADO Y LAS ZONAS DE INUNDACIÓN	
.....	111

GRÁFICO 6.7a	
HIDROGRAMA GENERADO EN HEC-RAS.....	112
GRÁFICO 6.7b	
HIDROGRAMA GENERADO EN IBER.....	113
GRÁFICO 6.8	
SECCIÓN DEL NÚCLEO POBLADO OLMEDO	115
GRÁFICO 6.9.1a	
SECCIÓN DEL POBLADO OLMEDO.....	118
GRÁFICO 6.9.2a	
SECCIÓN DEL POBLADO OLMEDO.....	119
GRÁFICO 6.9.3a	
SECCIÓN DEL POBLADO OLMEDO.....	120
GRÁFICO 6.9.4a	
SECCIÓN DEL POBLADO OLMEDO.....	121

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3.3	
FALLAS DE PRESAS MÁS RELEVANTES.....	36
TABLA 3.4.a	
CLASIFICACIÓN SEGÚN EL RIESGO POTENCIAL DE UNA PRESA..	42
TABLA 3.4b	
CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL.	43
TABLA 3.4c	
SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE PRESAS PROPUESTO.....	44
TABLA 4.2.7	
COEFICIENTE C_B SEGÚN LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DEL EMBALSE.	55
TABLA 4.3.1	
ECUACIONES OBTENIDAS PARA OBTENER EL QP POR DIFERENTES INVESTIGADORES.	57
TABLA 5.10	
COMPARACIÓN IBER – HEC-RAS.....	75
TABLA 6.2.2	
VALORES ADOPTADOS DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL FLUJO n	83
TABLA 6.6.3.1	
COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	88
TABLA 6.4a	
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO.	97
TABLA 6.4b	
SECCIONES TRANSVERSALES EN LA VÍA SANTA ANA.....	103
TABLA 6.7	
CAUDALES PICO APROXIMADOS.....	114
TABLA 6.8	
COMPARACIÓN ENTRE HEC-RAS E IBER.....	116
TABLA 6.9.1	
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO.....	118
TABLA 6.9.2	
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO.	119
TABLA 6.9.3	
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO.....	121
TABLA 6.9.4	
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO.....	122

RESUMEN

Este trabajo tiene la finalidad de orientar en la modelación bidimensional, en el presente caso de estudio, por efecto de una rotura de una presa de tierra. El programa a utilizar es el IBER, un software libre lo que ayudará a poder visualizar el desplazamiento del agua.

IBER, este software proporciona resultados más confiables cuando el flujo es claramente bidireccional, que los entregados por un programa unidimensional. Además, ayuda a visualizar el comportamiento bidimensional de flujo, donde es posible apreciar la velocidad, calado y las planicies de inundación.

La modelación permitirá determinar las zonas de inundación producto de la falla de la presa, además, de analizar la modulación de la rotura de presa con el programa HEC-RAS, un programa unidimensional. Esta comparación será interesante, dado que, muchas modelaciones de este tipo de problemas se han desarrollado con dicho programa.

La presa a modelar en este trabajo es la Presa Pescado, esta estructura hidráulica tendrá la finalidad de almacenar agua para riego, control de inundaciones y agua potable. Se estima que el agua podrá dotar de agua para regar aproximadamente 1400Ha, haciendo más productiva la zona de Olmedo (Manabí), además, del proyecto se verán beneficiados con agua potable una población a futuro de 13.000 habitantes.

Se debe tomar en cuenta que las presas proporcionan beneficios para el desarrollo de un país, porque estas pueden almacenar agua para la generación eléctrica, abastecimiento de agua para consumo, agua para riego, controles de crecidas, etc., pero también se tiene que analizar las inundaciones producto de una rotura de presa, lo que pueden producir inundaciones con efectos catastróficos para la población aguas abajo.

SUMMARY

This work aims to guide the dimensional modeling, in our case, due to a break in an earth dam. The program to use is the IBER, free software that will help us to visualize the movement of water.

IBER, this software provides more reliable results than those delivered by a one-dimensional program. It also helps us visualize the two-dimensional flow behavior, where we can appreciate the speed, depth and floodplains.

The modeling allow us to determine flood zones product of dam failure also analyze the modulation of dam-break with HEC-RAS program, a one-dimensional program. This comparison is interesting, given that many modeling of these problems have been developed with the program.

The reservoir modeling in this work is the Top Fish Dam; this hydraulic structure will aim to store water for irrigation, flood control and drinking water. It is estimated that water will provide water to irrigate approximately 1400Ha, making the area more productive Olmedo (Manabí), Furthermore, the project will benefit from drinking water a population of 13,000 inhabitants future.

We must consider that dams provide benefits for the development of a country because they can store water for power generation, water supply, water for irrigation, flood control, etc., but we must also analyze the flood product of a dam break, which can cause catastrophic flooding effects on the population downstream.

PRESENTACIÓN

El objetivo del proyecto Presa Pescado es proveer de agua potable a la población, mejorar las condiciones de vida actual y poder dar este suministro de forma continua para suplir las necesidades de la población, así como de entregar agua para riego, haciendo más productiva e impulsando la zona que se verá beneficiada por la obra. Por lo cual, se plantea construir una presa que permita almacenar y regular el caudal disponible.

Toda obra hidráulica cuya concepción sea de almacenar agua conlleva un riesgo alto, por lo cual se hace necesario realizar una modelación, esto, con el objetivo de obtener información que ayude a tomar acciones para evitar pérdidas de vida.

Por lo expuesto, se ha desarrollado este trabajo en siete capítulos, donde se explican que son las presas de tierra, tipos de presas de tierra, elementos que constituyen una presa, características de una brecha, causas que pueden generar una falla en una presa de tierra y efectos.

En el capítulo VI se modela la rotura de presa con el programa IBER y HEC-RAS, bidimensional y unidimensional, respectivamente. Este análisis permitirá obtener un plano de inundación y se podrán notar las diferencias entre los dos programas. Además, se incluyen las conclusiones del análisis.

Por último, en el capítulo VII se detallan las conclusiones y recomendaciones sobre la modelación.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDAD

Con el avance y desarrollo de la computación han aparecido muchos software que hacen mucho más fácil los cálculos, que hace años llevaban mucho tiempo. Es por este motivo y aprovechando los recursos gratuitos disponibles, se tiene la oportunidad de analizar una alternativa que puede ser de una gran ayuda en la modelación hidráulica.

El presente trabajo tiene la finalidad de modelar una rotura de presa de tierra (material suelto), y analizar los resultados del flujo generado por el mismo. La modelación se ejecutará con el programa IBER, un programa gratuito que permite hacer la simulación en dos dimensiones.

Otro punto a considerar es la comparación entre IBER y el programa HEC-RAS, el mismo que tiene entre sus opciones la de modelación de una rotura de presa, pero unidimensionalmente. HEC-RAS es un software gratuito y muy utilizado por la mayoría en modelaciones, por lo cual es interesante poder comparar los resultados obtenidos con los dos programas, además podrán ayudarnos a ver las diferencias, alcances y limitaciones del programa IBER.

Se efectuará en este trabajo la simulación de un caso práctico, para lo cual, la presa a simular será la de Pescado. Con lo cual, se analizarán los resultados que se genera con la rotura en los programas utilizados, además, apreciar las posibles áreas de inundación aguas abajo de la presa.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Este trabajo servirá como ejemplo para la organización y planificación de recursos, estos sean humanos o materiales para controlar los factores que puede intervenir en la seguridad de una presa.

Es de gran interés los efectos potenciales causados por la rotura de una presa de tierra, ya que por este motivo se producen zonas de inundación. Estas zonas de inundación, son producto de una gran descarga de agua, que dependen además de la topografía de la zona de estudio, estas llanuras de inundación pueden poner en grave riesgo a la población asentada en las márgenes del río.

Para poder estimar estos sucesos en la actualidad se tienen software que ayudan en la modelación, por este motivo, y aprovechando que algunos de estos programas son libres, se podrán desarrollar simulaciones que permitan tomar medidas en el caso de un evento crítico.

Aprovechando la información proporcionada por la modelación se podrá establecer una demarcación territorial, que delimite las zonas de riesgo. Además de servir en el caso de un desastre como una guía que permita la comunicación e información entre la o las entidades pertinentes y la población que se puede ver afectada.

Lo anterior es planteado con el fin de poder contar con modelaciones que permita evitar desastres o prever eventos producidos por las fallas de presas. El caso más latente en Ecuador fue la “presa” de la Josefina, que no fue una presa construida por el hombre, sino generada por el deslizamiento de alrededor de 27'000.000 m³ que cubrió la unión de los ríos Paute y Jadán, que provocó la muerte y desaparición de aproximadamente 150 personas y dejó un saldo de 7.000 personas damnificadas.

De los eventos acontecidos se debe aprender, y además, con el avance de la informática se han puesto a disposición software que permiten realizar modelaciones de fallos de presa, con el objetivo de poder apreciar las potenciales zonas de inundación.

1.3 ALCANCE

Este trabajo tiene como finalidad implementar el programa IBER y realizar una guía para su uso en la modelación del flujo bidimensional provocado por la rotura de una presa de tierra.

IBER, es un programa de modelo bidimensional que entre sus capacidades puede simular el fallo de la una presa de tierra, donde se produce un movimiento del flujo bidireccional, esto permite apreciar el desplazamiento del agua en la topografía disponible.

Dado que en el Ecuador, no existe un plan concreto en cuanto al actuar en un evento de esta magnitud, debido a que no se ha presentado una falla de una presa construida, pero si se ha producido la rotura de una generada por deslizamiento (Caso Josefina).

Estos fenómenos dejan en evidencia la carencia de planes de contingencia, debido a que las presas se consideran seguras, pero hay que considerar acontecimientos, que aunque estén contemplados, puedan ocurrir algunos extraordinarios como crecidas inusuales, terremotos, asentamientos u otros que pongan en peligro a las poblaciones de aguas abajo.

Con este trabajo se desea representar los posibles alcances de la rotura, gracias al programa antes señalado. En lo posible y de acuerdo a la información recopilada y disponible se tratara que la modelación sea lo más ajustada posible a que pudiese ocurrir en la realidad, considerando las limitaciones y restricciones que son propias en una modelación bidimensional.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Implementar el programa IBER para la simulación numérica del flujo bidimensional producido por la rotura de una presa de material suelto. Los resultados obtenidos en la modelación serán comparados con los resultados del análisis unidimensional del programa HEC-RAS, para el mismo caso. Este análisis proporcionará información respecto a las condiciones de trabajo de los programas, además utilizar esta información en el desarrollo de zonas de riesgo en el caso de una falla en presa de tierra.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer las limitaciones del programa para la modelación de una rotura de presa de tierra.
- Establecer los parámetros necesarios para la modelación de una rotura en una presa de tierra, mediante el uso del programa de análisis bidimensional IBER.
- Aprovechar los recursos informáticos libres para la modelación de fenómenos físico.
- Aplicación al caso práctico “Presa Pescado”.
- Delimitación de las planicies de inundación, originado por la rotura de la presa.
- Realizar una guía básica del módulo de rotura de presa del programa IBER.

CAPÍTULO II

PRESAS DE TIERRA Y SUS CARACTERÍSTICAS

2.1 PRESAS DE TIERRA

Una presa de tierra es definida como una presa construida en base a material natural (gravas, limos, arenas y arcillas) o con material de las cercanías de la obra que proporcione las propiedades mecánicas necesarias. Los materiales son utilizados en relación a sus características, con estos materiales se rellenan secciones definidas de la presa.

El material de relleno es colocado y compactado de forma mecánica. En el proceso de construcción se podría decir que interviene muy poca o casi nada de mano de obra, ya que este proceso es mecanizado.

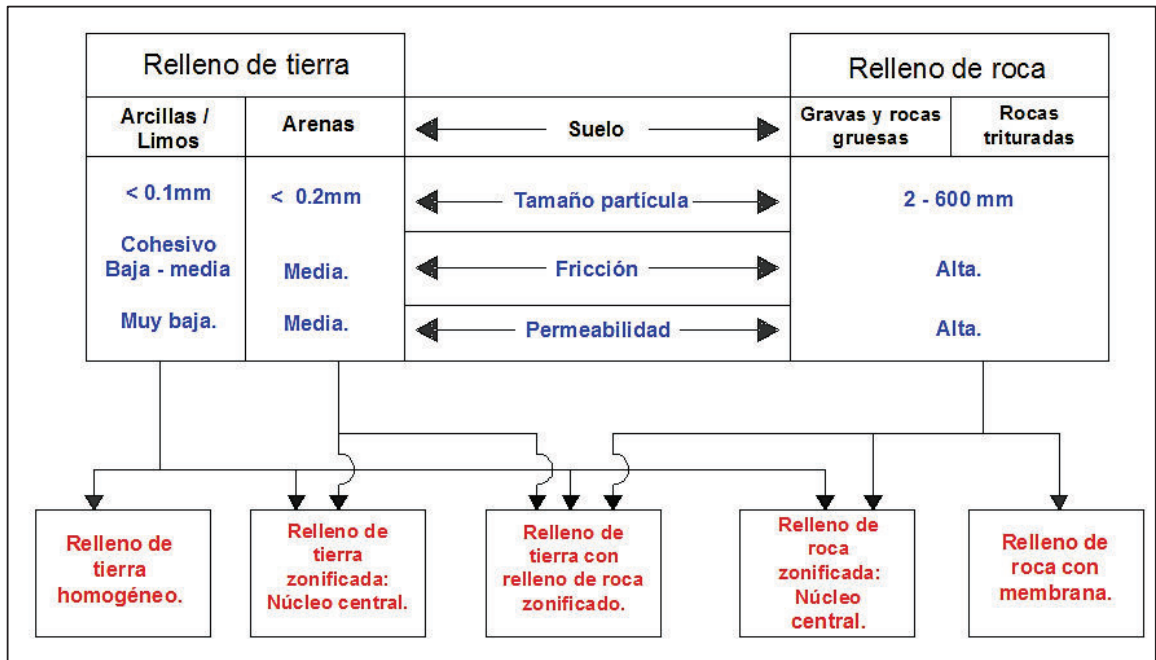
Las presas de tierra pueden ser clasificadas, como presas de relleno de suelo propio de la zona o de enrocado. Hay muchas presas que utilizan material de relleno de los dos tipos al interior de la presa en áreas internas determinadas.

También, pueden considerarse como tal, si el suelo compactado se encuentra entre cerca del 50% del total del material utilizado. En la construcción se utilizan materiales de la zona, lo que las hace muy común en presas de menor tamaño.

El material utilizado debe ser escogido en función de la granulometría con el fin de obtener una buena compactación, además que este tipo de presas son comunes, sobre todo en presas de tamaño pequeño. Las presas grandes habitualmente son más estables, siendo las de menor tamaño las que se presentan fallas, debido a la falta de previsión en la construcción.

En el gráfico 2.1, se ilustra la relación de los materiales de relleno de una presa de tierra y enrocado.

GRÁFICO 2.1
RELLENOS DE SUELOS Y ENROCADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS.



Fuente: Hydraulic Structures.

Elaboración: Novak, P. Moffat, A. I. B. Nalluri (2007).

2.2 TIPOS DE PRESAS DE TIERRA

Pueden ser de diferentes tipos, esto en función como se utilice el material disponible y son las más comunes. La conformación del tipo de presa depende del material disponible en las cercanías o la distancia de la cual se transporta, esto deja claro que la presa no es en estricto rigor como se ha establecido, sino en función del material. Se tiene que procurar que el material que se utilice en la presa sea impermeable, garantizando la estanqueidad y que proporcione la seguridad de la misma.

Estas presas se dividen en heterogéneas, homogéneas y de pantalla, las mismas que se describen a continuación:

- **Presas heterogéneas (zonificadas).**

Este tipo de presa tiene el núcleo central impermeable. Este núcleo se encuentra cubierto por material permeable, que tiene como función proteger y soportar el núcleo, además de proporcionar seguridad en el caso de desembalses rápidos.

El talud aguas arriba y aguas abajo (zonas permeables) ayudan a dar seguridad, dado que el material es más pesado, así como también sirven como dren en el caso de filtraciones, con un aumento de la permeabilidad desde el centro hacia los taludes.

La zona impermeable tendrá un ancho máximo establecido bajo criterios de filtración, estabilidad y como también en función de la disponibilidad del material. En el gráfico 2.2, se ilustra la presa mencionada.

- **Presas homogéneas.**

Presa cuyo cuerpo está constituido casi en su totalidad con un solo tipo suelo. Lo anterior indica que la presa no es en su totalidad de un solo material, dado que siempre se necesitan elementos extra en la conformación de una presa.

El material de la presa debe ser lo suficientemente impermeable o material grueso con finos (arcillas, limos, gravas más arenas) para dar estanqueidad necesaria. Las presas también cuentan con diferentes tipos de drenes para contrarrestar y controlar las filtraciones.

En el talud de aguas arriba deben contar con al menos una protección para mitigar los efectos del oleaje producido por el viento, además que debe ser lo suficientemente extendidos para dar estabilidad. En el gráfico 2.2, se ilustra la presa mencionada.

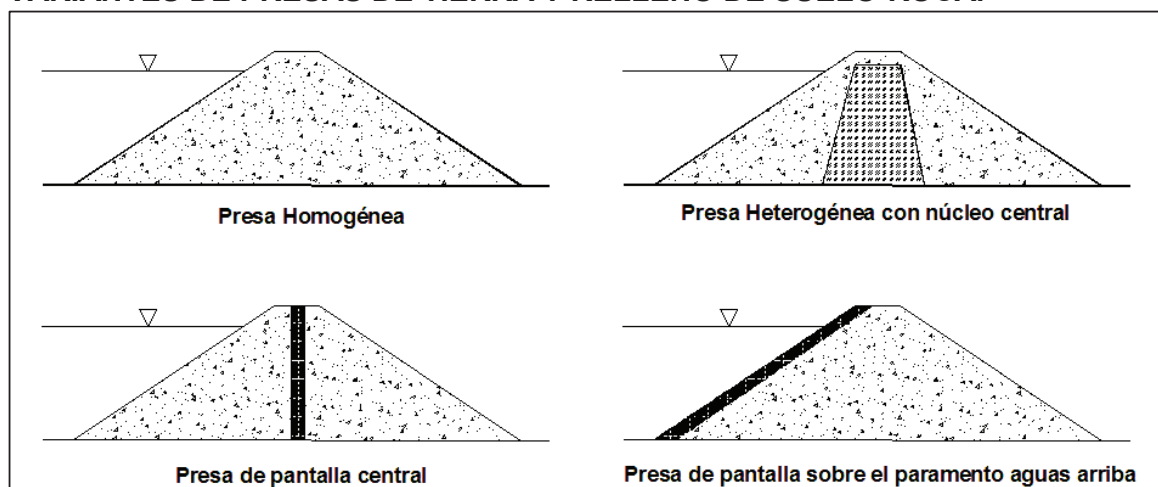
- **Presa de pantalla.**

Este tipo de presa se construye contemplando una barrera que evite la filtración de agua, esto se logra con material impermeable (limo o arcilla), colocado como una

una fina pantalla de este material. Los taludes de estas presas son de material permeable (roca, grava o arena).

El material de la pantalla puede ser de hormigón, suelo u otro material. La pantalla puede ubicarse en forma vertical como un núcleo o de forma extendida en el talud aguas arriba. En el gráfico 2.2, se ilustra la presa mencionada.

GRÁFICO 2.2
VARIANTES DE PRESAS DE TIERRA Y RELLENO DE SUELO-ROCA.

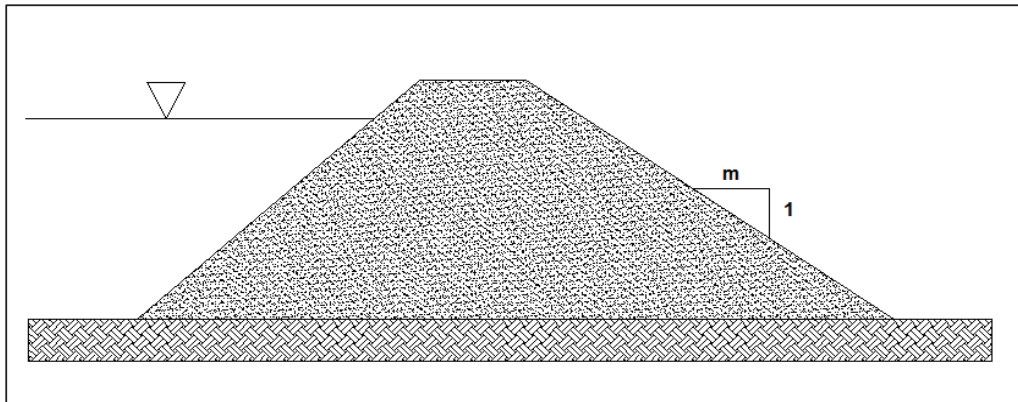


Elaboración: Angelo Palavecino.

2.2.1 SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA PRESA DE TIERRA

La sección transversal de una presa de tierra es un trapecio, el mismo que define la inclinación de sus taludes en función del material que lo conforma, como se muestra en el gráfico 2.1.1.

GRÁFICO 2.2.1
SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA PRESA DE TIERRA.

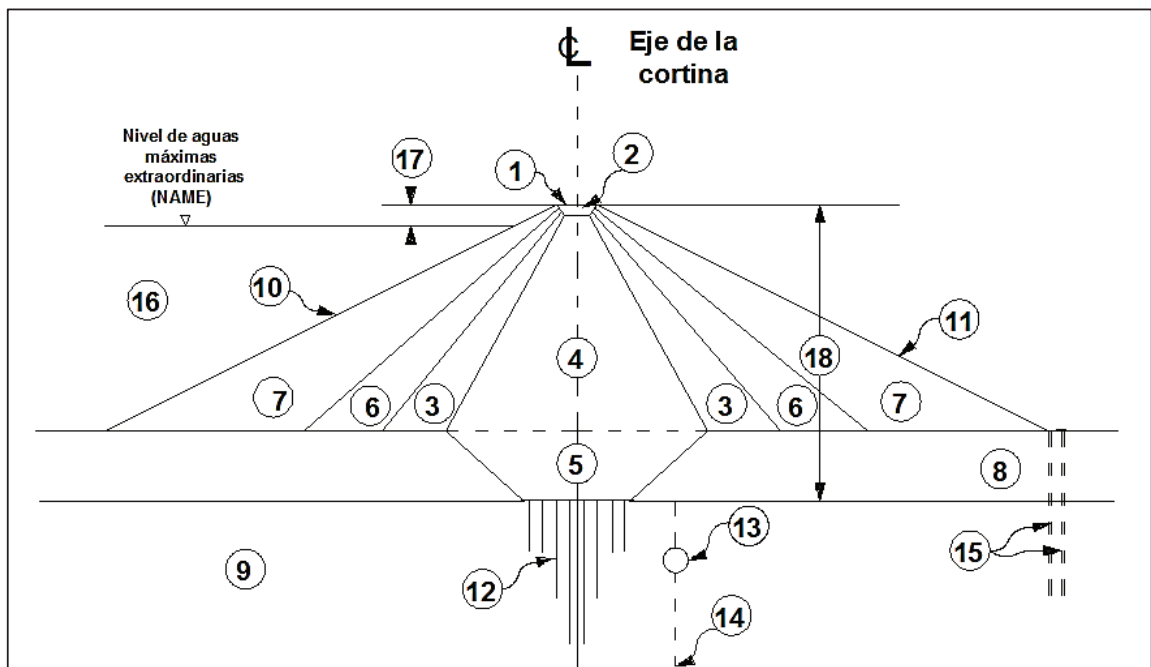


Elaborado: Angelo Palavecino.

2.2.2 ELEMENTOS DE UNA PRESA

En el gráfico 2.2.2a, se detallan algunos elementos constitutivos de una presa.

GRÁFICO 2.2.2a
ELEMENTOS DE UNA PRESA



Fuente: R. Marsal y D. Reséndiz (1975).

1. Cresta o corona.
2. Revestimientos del coronamiento.
3. Filtros.
4. Núcleo impermeable.
5. Trinchera o dentellón.
6. Transiciones.
7. Enrocados.
8. Depósito aluvial.
9. Roca Basal.
10. Talud aguas arriba.
11. Talud aguas abajo.
12. Pantalla de inyecciones.
13. Galería.
14. Drenes.
15. Pozos de Alivio.
16. Embalse o vaso.
17. Bordo libre.
18. Altura de la presa.

Se hará una descripción del vertedero de excesos, corona y bordo libre, por su importancia en la ocurrencia de una crecida y la descarga del caudal producto de la misma.

- **Vertedero de exceso**

En el caso de una crecida que ponga en riesgo la presa, debido a los volúmenes de agua en exceso que producen el desbordamiento sobre la corona, provocan erosiones en el talud aguas abajo. Por esta causa, es imperativa la obra hidráulica llamada vertedero de exceso o excedencia, el mismo que permitirá el vertido de agua en demasía.

El vertedero debe ser de hormigón o mampostería, por lo cual se debe evitar el material erosionable. El diseño tiene que ser tal, que tenga las dimensiones necesarias para evacuar la excedencia y además de incorporar obras que ayuden a disipar la energía que se genera por la descarga del agua. En el grafico 2.2.2b, se aprecia el vertedero de exceso de la Presa Itaipu.

GRÁFICO 2.2.2b VERTEDERO DE EXCESO



Fuente: <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulosos/interesantes/itaipu>

Para la mantención, se considera la frecuencia con la que trabajará el vertedero y es necesario para el correcto funcionamiento y operación de la presa en el caso de una excedencia de caudal.

- **CORONA**

Es la parte más alta de la presa, la misma que correspondiente a la cota del NAME más el bordo libre. Además de servir en ciertos casos como camino de acceso o circulación para la mantención e inspección de la presa. La corona tiene una mayor estabilidad cuando mayor es el ancho de la misma.

La corona de una presa debe ser protegida por los eventuales daños que se pueden producir, ya sea por el oleaje, escurrimientos por lluvias o viento. La protección usualmente es una capa de material rocoso seleccionada o grava.

Además hay que contemplar el drenaje en la superficie de la corona, esto se obtiene dándole una pendiente a cada lado de la corona de aproximadamente unos 8cm o dar una inclinación de la corona hacia el talud de aguas arriba.

En el gráfico 2.2.2c, se puede ver la corona de una presa de tierra y los taludes de aguas arriba y aguas abajo.

GRÁFICO 2.2.2c
CORONA



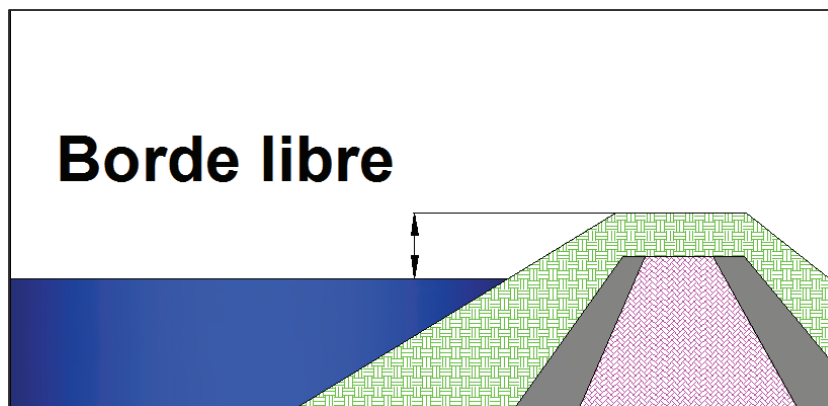
Fuente: Jaime Suarez Díaz

- **BORDE O BORDO LIBRE**

Es la distancia vertical existente entre el nivel máximo del agua y la corona de la presa. Este borde, se utiliza como resguardo para evitar que ocurra un desbordamiento por el oleaje, por una inestabilidad en los taludes del embalse, evitar un efecto provocado por un asentamiento en la presa, crecida o lluvia extraordinaria, y para evitar subsanar cualquier problemas en el vertedero de exceso u compuertas de alivio.

En el gráfico 2.2.2d, se puede ver el corte de una presa, donde se muestra el borde o bordo libre de una presa de tierra.

GRÁFICO 2.2.2d
BORDO LIBRE



Fuente: Angelo Palavecino.

Se deben considerar algunos puntos importantes los cuales deben ser tomados en cuenta según lo expuesto por Ziparro y H. Hazen:

- La altura de la ola provocada por el viento en el embalse.
- La altura que alcanza la ola sobre la corona de la presa.
- Se debe considerar una altura de seguridad necesaria en el caso de asentamientos diferenciales en la presa, o en el caso de un dimensionamiento insuficiente del vertedero de exceso que no permita evacuar el caudal en demasía.

2.2.3 DRENAJE EN PRESAS DE TIERRA

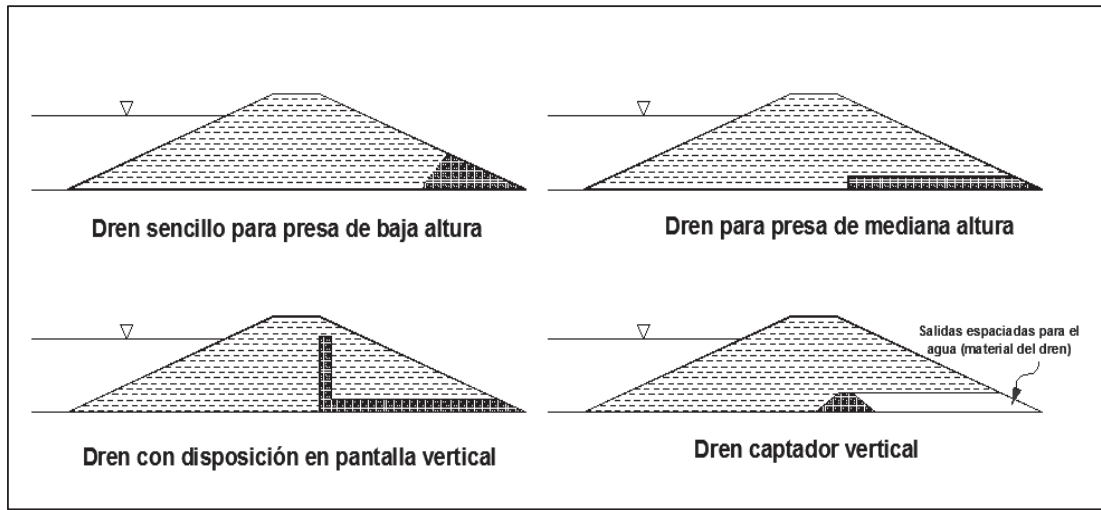
Se debe considerar que en presas de tierra se tengan drenes (Fig. 2.2.2a) para poder controlar la línea de saturación y posibles efectos de filtraciones. El aumento del gradiente de filtración puede generar un incremento en el transporte de material fino generando el llenado y taponamiento del dren. Este taponamiento se puede impedir utilizando filtros, que evitando el paso de material fino y permitiendo la circulación del agua.

Las principales funciones de los drenes son:

- Impedir el arrastre de material constitutivo de la presa, por el control del agua que se infiltra en la misma.
- Disminuir la presión neutral (se transmitida a través del agua) que se infiltra en la cortina de la presa, logrando un aumento de la presión efectiva (se transmite a través de los contactos entre partícula), lo cual genera un mejoramiento de la resistencia al esfuerzo cortante del material y de la estabilidad de la cortina.

En el gráfico 2.2.3a, se ilustran algunos tipos de drenes utilizados en presas de tierra.

GRÁFICO 2.2.3a
ALGUNOS TIPOS DE DRENES EN PRESAS DE SECCIÓN HOMOGÉNEA.



Fuente: Mecánica de suelos Tomo II.

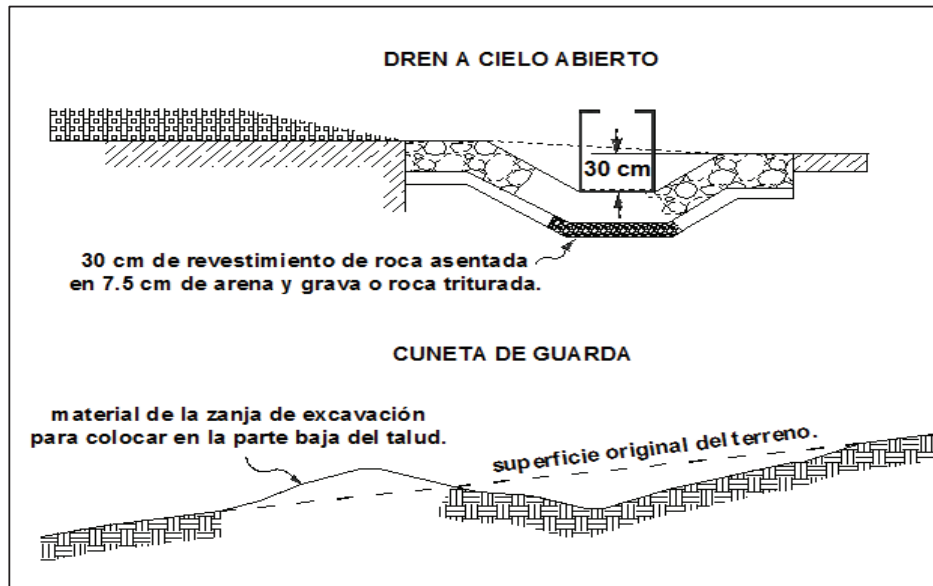
Elaboración: E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez (2004).

La permeabilidad de un dren y sus dimensiones deben seleccionarse de manera tal que, tenga la capacidad de evacuar el agua proveniente de las filtraciones. En el diseño de los drenes intervienen factores como la altura de la presa, la permeabilidad del lecho de la cimentación, además, del material permeable disponible en las cercanías.

Otro punto a considerar son los drenes superficiales en el talud de aguas abajo de la presa, para evitar la erosión producida por escorrentía, para lo cual pueden ser necesarios drenajes a cielo abierto o cunetas de guarda (gráfico 2.2.3b) para restringir la erosión en dicho talud. Para el caso en que el talud este con vegetación, las cunetas deben ser de hormigón o asfalto.

Igualmente, deben construirse las cunetas o zanjas para desalojar el agua del drenaje a cielo abierto, esto se tiene que realizar lo más lejano posible del pie de presa, evitando así además de la formación de zonas de pantanosas y erosión de los taludes.

GRÁFICO 2.2.3b
SECCIÓN TIPO DE UN DREN A CIELO ABIERTO Y UNA CUNETETA DE GUARDA



Fuente: E. Martínez, P. Batanero, I. Martínez y E. González (2007).

2.2.4 FILTROS

Los filtros tiene como misión proteger el núcleo de la presa, evitando que las partículas del núcleo se desplacen al cuerpo de la presa y el filtro tiene que ser mucho más permeable que el material que protege.

2.2.5 NÚCLEO IMPERMEABLE

Cuando el material impermeable en las cercanías de la obra no es el suficiente, se tendría un corazón o núcleo delgado, debiendo transportar este material para proporcionar el ancho recomendado por el diseñador. Este espesor del corazón, también influye en la seguridad de la presa, dado que este material tiene poca resistencia. Además en el caso de un asentamiento diferencial se producirían fisuras en el núcleo o corazón.

Se debe considerar que para un núcleo delgado impermeable, siempre ocurrirán infiltraciones, aunque a este se le llame impermeable. En cuanto más ancho sea el núcleo menor serán las filtraciones.

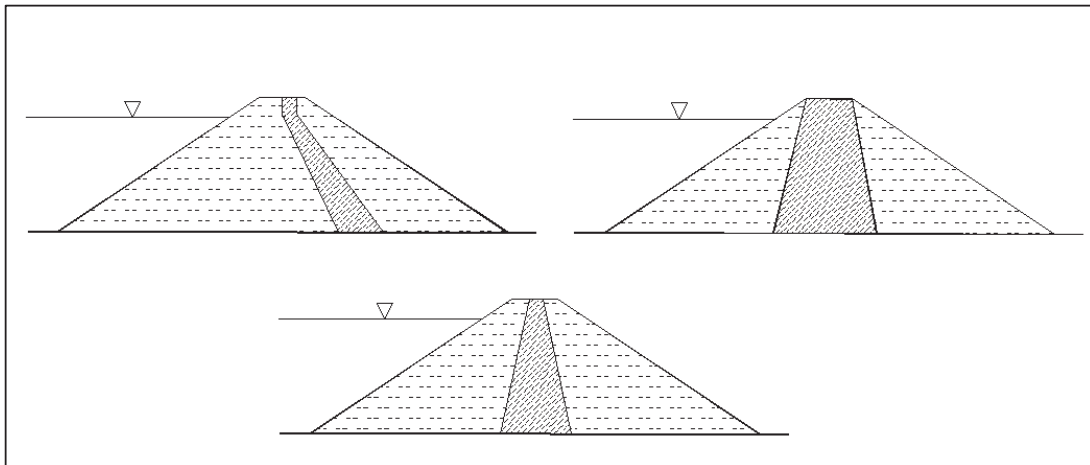
El núcleo puede ser de posición inclinada o vertical (gráfico 2.2.5), estos tienen ventajas y desventajas. De estas se puede mencionar:

El ancho de un núcleo vertical es mayor a de un inclinado, esto para un mismo volumen.

- a. Cuando el núcleo está en contacto con la cimentación, el núcleo vertical en este caso ofrece mayor resguardo contra el agrietamiento.
- b. Los filtros para núcleos inclinados son más delgados, ahorrando en el material para estos.
- c. Otra ventaja de los núcleos inclinados es que permite construir las zonas de respaldos aguas abajo.

Desde el punto de vista económico se puede hacer un núcleo impermeable, siempre y cuando sea más barato que la colocación de material grueso. Recomendando el núcleo inclinado por tener un menor grosor y la facilidad que proporciona para construir el talud de respaldo aguas abajo.

**GRÁFICO 2.2.5
ALGUNAS POSICIONES TÍPICAS DEL NÚCLEO IMPERMEABLE EN PRESAS DE TIERRA**



Fuente: E. Martínez, P. Batanero, I. Martínez y E. González (2007).

2.3 CIMENTACIONES

El mejor material donde se puede cimentar una presa de tierra es sobre roca, debido a su alta resistencia al corte, dando mayor seguridad y solidez a la presa. Otros materiales adecuados son los de grava, arena o molones de roca. Estos materiales también tienen una buena resistencia al corte, que los hace adecuados para asentar la cimentación.

En las cimentaciones se deben evitar los suelos con un alto contenido de material orgánico, ya que este material no posee una resistencia al corte adecuada para una cimentación y también tiene una compresibilidad elevada. Se tiene que remover todo este material del lugar donde irá la presa, o se debería considerar otro sitio.

2.4 FILTRACIONES

Las filtraciones son el paso del agua a través del cuerpo de la presa, son mitigadas por el núcleo de la presa, pero incluso en el material impermeable (arcillas) pueden presentarse infiltraciones.

En presas de tierra las filtraciones se presentan especialmente en el cuerpo de la presa y en la cimentación de la misma. Los efectos producidos por filtraciones son las pérdidas de resistencia al rozamiento y de cohesión.

En material fino se origina erosión, por lo cual las partículas finas son transportadas, produciendo una erosión interna constante, dando efecto a lo que se llama sifonamiento. Este efecto tiene un impacto directo en la presa.

Los problemas en las cimentaciones son menores en cimientos de roca, debido a lo que se refiere a resistencia son muy confiables, pero se tiene que tener especial cuidado a las filtraciones en rocas fisuradas o con presencia de grietas. En los cimientos de grava y arena, se presentan problemas por las fuerzas ocasionadas por la filtración y el caudal de la misma. En suelos finos (arcillas y limos) el gran problema que se presenta es el de estabilidad por el efecto antes mencionado de sifonamiento.

2.5 PROTECCIÓN TALUD AGUAS ARRIBA

Los taludes de aguas arriba se deben proteger del oleaje que se producen en el embalse, y que tienen efectos nocivos para dichos taludes. Esta protección debe prolongarse desde la corona de la presa hasta una distancia que se encuentre por abajo del nivel mínimo de agua en el vaso, esta distancia debe finalizar en una berma que de apoyo al talud.

Los enrocados son usualmente el tipo de protección más usados, colocado de forma manual o por volteo, y el de los pavimentos de hormigón. Además, se han empleado otros tipos de protección como son las de acero, el pavimento asfáltico, bloques de hormigón, etc.

La protección que mejores resultados a dado es la protección de enrocados colocados por volteo y también se caracteriza por ser de un mínimo costo. En el gráfico 2.5, se aprecia la colocación de enrocado por volteo.

GRÁFICO 2.5 PROTECCIÓN DE TALUD AGUAS ARRIBA CON ENROCADO POR VOLTEO



Fuente: Jaime Suarez Díaz.

En el caso de enrocados a mano, el cual se utiliza para los casos que son necesarias pequeñas cantidades de rocas, este enrocado tiene un mayor costo debido a la mano de obra y al menor tamaño del material utilizado. El tipo de

material de esta protección debe ser de buena calidad, igualando la calidad mínima de una roca en el enrocado de volteo.

2.6 PROTECCIÓN TALUD AGUAS ABAJO

Si este talud está protegido por rocas, no sería necesaria otra protección. Pero si son necesarias protecciones en el caso de talud con material arenoso, que se ven afectados por las erosiones producidas por el viento o lluvia, debido a que la protección con vegetación no proporciona una defensa adecuada.

El talud de aguas abajo debe tener un drenaje, sobretodo en presas homogéneas. Algunos autores recomiendan drenaje únicamente para presas de 5 metros de altura en adelante.

En el gráfico 2.6, se puede ver la colocación de protección de enrocado por volteo en el talud de aguas abajo.

GRÁFICO 2.6 PROTECCIÓN DEL TALUD AGUAS ABAJO CON ENROCADO POR VOLTEO.



Fuente: Jaime Suarez Díaz

Para evitar que el agua infiltrada transporte el material de la presa y provoque su destrucción, por lo cual se utiliza un drenaje a pie de talud, este cumple la función de evitar la saturación y se desmorone el talud.

2.7 ESTABILIDAD

La estabilidad de una presa de tierra se fundamenta en la resistencia al esfuerzo cortante o fuerza de corte, que evita el deslizamiento del material por nombrar una de las consecuencias. Estos taludes cuando son de material granular proporcionan mayor firmeza por la fricción y por su permeabilidad. Los taludes aguas arriba son más tendidos que los de aguas abajo, esto porque están sometidos constantemente a las acciones del agua.

La fallas en los taludes provocados por lo inestable des estos, se da tanto en taludes hechos por el hombre (presas de tierra) y en los naturales. Son muchos los factores que pueden provocar problemas, como son perdidas de la resistencia debido a la erosión interna, malas compactaciones, escorrentía producto de las lluvias, por mencionar algunos.

Las fuerzas que intervienen en el movimiento de la masa de talud, son las fuerzas de gravedad, sísmicas, oleaje, presión del agua y las de sobrecarga. En cambio, las fuerzas contrarias o que se oponen al movimiento del talud son las de cohesión y las de fricción interna propias del material.

A continuación se explicaran diferentes métodos para estimar las fallas en taludes, estos métodos son:

- Sueco.
- Coulomb.
- Bishot modificado.

2.7.1 MÉTODO SUECO

Este método también llamado círculo de deslizamiento, es considerado como un método sencillo de tanteo y es el muy aceptado. Se analiza la seguridad del talud considerando el análisis de las fuerzas que actúan, considerando que la superficie

de rotura es cilíndrica dividida en franjas. Para este análisis no se considera la fricción o rozamiento en entre las franjas.

La superficie de falla cilíndrica considera un giro en un punto (centro del círculo), desde el cual se especifica la superficie de falla.

Este método puede ser aplicado a cualquier pendiente y para cualquier tipo combinaciones de fuerzas para suelos cohesivos. Entre un valor del 10% al 15% menor en su factor de seguridad comparado con otros métodos.

El procedimiento se describe a continuación:

- a. Se fija un punto (centro del círculo de falla) en el talud que abarque el talud y el pie de este, desde el cual se trazara un círculo que divide el talud en 2 secciones.
- b. Se identifican las fuerzas (actuales y resistentes) que actúan en el talud. Luego se procede a calcular los momentos.
- c. Se considera del círculo de falla un factor de seguridad.
- d. Se consideran más círculos y se estima en el talud el factor de seguridad.

Es posible estimar el coeficiente de seguridad con la siguiente ecuación:

$$F_s = \frac{\sum(c\beta + N \tan\phi)}{\sum(W \sin \alpha)} \quad (2.4.5.2a)$$

Donde:

c= cohesión del suelo.

Φ = ángulo de fricción del suelo.

β = ángulo de inclinación del talud.

N= fuerza normal ($W \cos \alpha$).

W= peso de la dovela.

α = ángulo de la inclinación de la superficie de falla.

2.7.2 ECUACIÓN DE COULOMB

La falla en un material se produce cuando el esfuerzo cortante y la resistencia al corte (disminuye cuando aumenta la presencia de agua) se igualan en una misma dirección. Esta resistencia al corte del material obedece a la cohesión y fricción interna. La ecuación de Coulomb, se describe a continuación:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.4.5.1a)$$

Donde:

s = resistencia al corte del suelo.

c' = resistencia efectiva por cohesión entre las partículas del suelo.

$\sigma' \tan \phi'$ = resistencia por fricción interna entre los granos.

σ' = esfuerzo efectivo normal a la dirección estimada.

ϕ' = ángulo de fricción efectiva del suelo.

$\tan \phi'$ = coeficiente de fricción interna del material.

El elemento crítico considerado en un suelo cohesivo es la altura del talud, en el caso de los suelos granulares o no cohesivos es la inclinación de los taludes.

2.7.3 MÉTODO BISHOT MODIFICADO

Este método supone una masa de suelo que rota en un punto y una superficie de falla de forma cilíndrica. Este método es una variante del método sueco, además, considera las fuerzas normales en cada franja y no toma en cuenta la fricción entre ellas.

Se tiene que establecer en todas las franjas el equilibrio vertical de las fuerzas, se estima también que el factor de seguridad corresponde a la relación entre la suma de los momentos resistentes y la suma de los momentos actuantes, la ecuación se describe a continuación:

$$F_s = \frac{1}{\sum(W \sin \alpha)} \left(c\beta + W \tan \phi \left(\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F_s} \right) \right) \quad (2.4.5.3a)$$

Donde:

C= cohesión del suelo.

Φ = ángulo de fricción del suelo.

β = longitud de la superficie de falla.

W= peso de la dovela.

Esta ecuación es implícita, por lo tanto la solución se consigue a través de tanteos.

2.8 VENTAJAS DE LAS PRESAS DE TIERRA

Las presas de este tipo poseen muchas cualidades, las que se pueden combinar para conseguir su continuidad como un tipo presa confiable. Entre las ventajas se acotan las siguientes:

- a. La ubicación no presenta mayor problema, debido a que pueden situarse en todo tipo de sitios, que van de valles anchos hasta cañones con laderas de baja pendiente;
- b. La cimentación puede ser ubicada en rocas como en suelos blandos y compresibles o formaciones de suelos relativamente permeables.
- c. El material para la construcción es natural, de la zona principalmente. Evitando así el costo asociado a transporte de material procesado, como es el caso de cemento, aditivos u otros materiales que no se encuentren en las cercanías de la obra.
- d. Pueden adecuarse en forma segura a deformaciones por asentamientos sin sufrir fallas, todo esto en función de un diseño apropiado.
- e. Por ser un diseño flexible se puede adaptar a diferentes materiales de relleno, si en el diseño se zonifica adecuadamente en su interior.
- f. La construcción es un proceso mecanizado y permanente.

2.9 DESVENTAJAS DE LAS PRESAS DE TIERRA

Las principales desventajas de las presas de tierra son:

- a.** La erosión producida en el caso de un desbordamiento por la corona.
- b.** Las filtraciones ocultas y la erosión en el cuerpo de la presa o en la cimentación. Esto provoca un arrastre en las partículas generando inestabilidad y un posterior colapso de la presa de tierra.
- c.** Vertedero subdimensionado, lo que implica un menor volumen de agua de exceso descargado.
- d.** Cuando el nivel de agua en el embalse disminuye (en forma paulatina o brusca) se producen problemas en la estabilidad de los taludes, los cuales se deben analizar para evitar un problema mayor. Cuando más brusco sea el descenso, mayor serán los problemas que se producen en los taludes.

2.10 MANTENIMIENTO

Desde el comienzo de la obra se deben realizar inspecciones periódicas y mantención, con el fin de minimizar problemas en la construcción y posterior puesta en marcha de la obra, como también a lo largo de su vida como obra hidráulica.

Las inspecciones deben realizarse antes de las temporadas de lluvia, para verificar que el vertedero no se encuentre con algún elemento que le impida su correcto funcionamiento, evitando así el desbordamiento y posible falla en la presa. Las inspecciones también deben realizarse en los taludes buscando indicios de erosión o alguna anomalía que se crea pueda afectar. Se debe realizar la verificación del estado de los drenes superficiales, como también indicios de filtraciones.

El talud de aguas abajo con regularidad debe ser sondeado en busca de deslizamientos, hundimientos, roturas o algún tipo de deterioro, o filtraciones del embalse.

La inspección del talud aguas arriba que contiene el volumen de agua almacenada también deben ser meticulosas, buscando algún tipo de alteración en el talud por efecto del oleaje, la mala selección del material de protección (rip-rap) o el deslizamiento de este último y el exceso de material fino. Por lo cual se debe procurar a través de las inspecciones y mantenciones dar una protección que garantice la eficiencia y seguridad de la obra.

CAPÍTULO III

ROTURA DE UNA PRESA DE TIERRA. CAUSAS Y EFECTOS

3.1 CAUSAS PROBABLES QUE PUEDEN PROVOCAR LA ROTURA EN PRESAS DE TIERRA

La falla en una presa de tierra puede ser producida por diversas causas, algunas de estas con resultados catastróficas que incluyen pérdida de vidas, en otros casos se pueden producir daños menores que pueden ser corregidos sin mayores problemas.

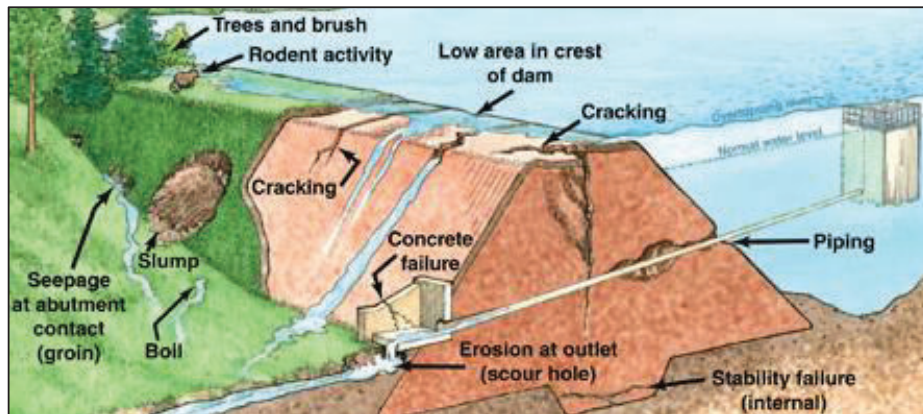
Entre los orígenes que pueden producir un fallo en una presa de tierra, destacan principalmente dos causas, que son: el sobrevertido y la tubificación (erosión interna).

Se tiene que señalar que tanto el diseño, así como la construcción de una presa de tierra tienen como concepción garantizar la estabilidad y seguridad de la presa a lo largo de su vida útil. El diseño considera las experiencias previas para lograr el objetivo propuesto, además de poder evitar que se produzca la falla de una presa.

Las nuevas normas de diseño de presas de tierra consideran, por una parte la información de las propiedades mecánicas de los suelos, a más de considerar las causas que produjeron fallas en otras presas de tierra, para asegurar el correcto funcionamiento.

En el gráfico 3.1, se ilustran las causas más comunes que inducen a una falla en presas de tierra.

GRÁFICO 3.1
ESQUEMA CON DIFERENTES DESLIZAMIENTO DE UN TALUD.



Fuente: <http://www.fs.fed.us>

3.2 PRINCIPALES CAUSAS QUE PROVOCAN LA ROTURA DE UNA PRESA DE TIERRA

En la mayoría de los casos la falla se origina después de un evento sísmico, pero no por el evento en sí, más bien por los efectos que este ocasiona. A continuación se enumeran las principales causas por las cuales puede fallar una presa de tierra:

- a. Estabilidad de taludes
- b. Sobrevertido o desbordamiento
- c. Tubificación (piping)
- d. Sísmica
- e. Licuefacción
- f. Agrietamiento

3.2.1 ESTABILIDAD DE TALUDES

Los taludes en las presas de tierra deben dar estabilidad, aun cuando se presenten situaciones adversas. Los esfuerzos propios del terraplén y de la cimentación

deben contrarrestar y soportar los esfuerzos las infiltraciones y de la presa, debido a su peso propio.

Este tipo de falla ocurre, según estudios, en los primeros años de funcionamiento. El deslizamiento superficial de estas presas se presenta cuando ocurren lluvias considerables, este se da cuando en los taludes aguas abajo existe un manto grueso de piedra o grava que después de una precipitación almacena agua que erosiona el talud.

En la mayoría de los casos las fallas por deslizamiento, que ponen en riesgo la presa, se han producido donde la presa ha sido construida sobre terrenos arcillosos y con un gran contenido de agua. La estabilidad se ve afectada por la presencia de arcillas expansivas, que al entrar en contacto con el agua cambian su tamaño y quitan firmeza a los taludes de las presas de tierra.

En el gráfico 3.2.1, se aprecia el deslizamiento en un talud correspondiente a una presa de tierra.

**GRÁFICO 3.2.1
DESLIZAMIENTO DE UN TALUD.**



Fuente: <http://www.fs.fed.us>

3.2.2 SOBREVERTIDO O DESBORDAMIENTO

Esta falla se produce por el caudal generado por una avenida extraordinaria, por lo que el caudal en demasía no puede ser descargado por el vertedero de excesos.

Esto se da, porque la avenida es mucho mayor a la prevista y con la cual se realizó el cálculo hidráulico de las dimensiones del vertedero. Este vertedero de excedencia debe ser de hormigón o mampostería, ya que ayudan a evitar la erosión, como es en el caso de otros materiales.

El error del caudal de esta avenida extraordinaria se da en muchos casos por la falta de datos hidrológicos, esto conlleva a cometer errores en el cálculo, que en ocasiones conducen a las extrapolaciones a un resultado erróneo, por consiguiente subestiman las reales dimensiones del vertedero de exceso.

El sobrevertido ocasionado sobre la corona por la insuficiente capacidad de descarga del vertedero, produce la erosión de la misma, además del daño del talud aguas abajo que pueden producir el colapso de la presa y todo el riesgo que esto suscita.

En el gráfico 3.2.2, se aprecia la destrucción de la presa de tierra Tous.

GRÁFICO 3.2.2 ROTURA POR DESBORDAMIENTO PRESA DE TOUS.



Fuente: <http://lamaneta.net/>.

3.2.3 TUBIFICACIÓN (PIPING)

Este fenómeno se presenta por la filtración de agua a través del cuerpo de la presa o en el cimiento de esta. Hay zonas en los taludes donde la filtración es más susceptible que otras, donde también la velocidad de filtración es mayor y por ende la erosión se incrementa continuamente.

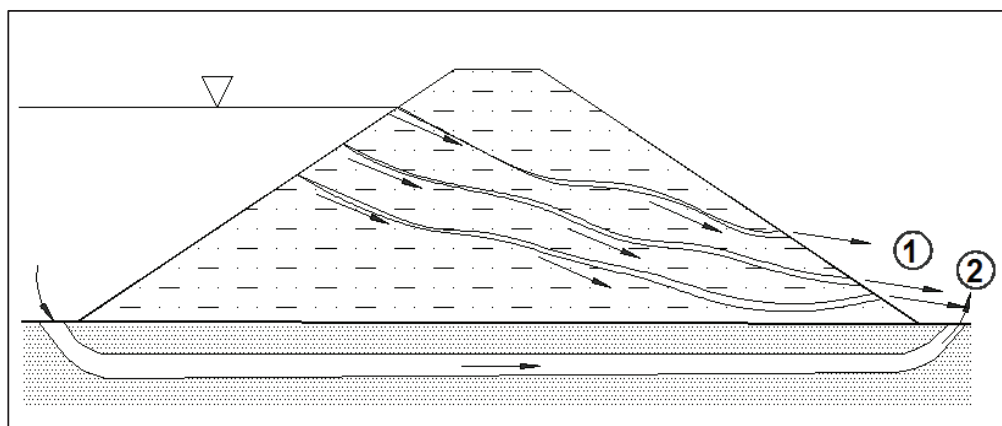
Este proceso de tubificación genera el arrastre de las partículas en la dirección del flujo (aguas abajo), a medida que el flujo avanza, se van formando pequeños conductos a través de los cuales el agua circula a gran velocidad, incrementando la erosión y el arrastre de las partículas. Los canales incrementan continuamente su diámetro durante todo el proceso.

El fenómeno de tubificación tiene la particularidad en la formación de los canales o conductos tiene un progreso hacia aguas arriba y el aumento del diámetro de estos conductos es hacia aguas arriba. El objetivo de la tubificación, por llamarlo así, es lograr la conexión entre los taludes y provocar el fallo de la presa por este fenómeno.

Para evitar el efecto de la tubificación, se recomienda terraplenes homogéneos, en los cuales se utilicen filtros aguas abajo de la presa, además de usar material fino plástico, el cual debe tener un grado de compactación alto, pero evitando las arcillas expansivas.

En el gráfico 3.2.3, se aprecia la tubificación tanto en el cuerpo de la presa como en la cimentación.

GRÁFICO 3.2.3
TUBIFICACIÓN DESARROLLADA: (1) EN EL CUERPO DE LA PRESA.
(2) EN EL CIMIENTO DE LA PRESA.



Elaboración: Angelo Palavecino.

3.2.4 SÍSMICA

Los movimientos sísmicos difícilmente pueden provocar el colapso total de una presa de tierra. No obstante, los sismos pueden ocasionar características que puedan poner en riesgo la estabilidad y provocar la falla de la presa, entre las que se mencionan a continuación:

- a. Asentamiento y grietas longitudinales en la corona de la presa, por efecto de las vibraciones que produce la consolidación en la presa.
- b. Problemas de licuefacción del material de cimiento posterior al sismo, esto se da en arenas sueltas o material proclive a la licuefacción.
- c. Por deslizamiento se conoce pocas roturas de presa, aun en presas con una compactación deficiente.
- d. Las presas cercanas al epicentro de un sismo, sufren menos daños por una menor resonancia.
- e. En presas con un núcleo de hormigón sufren o son más propias a sufrir algún daño, debido a que el núcleo y la tierra que lo envuelve vibran a diferentes frecuencias.
- f. Puede ocurrir un asentamiento en un sismo en los casos donde los espaldones granulares sean mal compactados o estos estén formados por trozos de rocas

con presencia de finos. Por lo tanto, se debe procurar una buena compactación y una limpieza o lavado de las rocas en el caso que lo ameriten.

- g.** Se puede producir un desprendimiento importante de rocas o material de las paredes del embalse, tal que, genere una ola que pueda provocar un sobrevertido sobre la corona de la presa y los efectos ya conocidos.

En este caso es recomendable considerar la cota de la corona un poco mayor a la prevista, así como más amplio el ancho de la misma. Otros puntos a considerar son la extensión de los taludes siendo más tendidos lo óptimo y un material que resista el agrietamiento.

3.2.5 LICUEFACCIÓN

La licuefacción en suelo se describe como el comportamiento en suelos sujetos a la acción de una carga, en ciertas situaciones pasa de estado sólido a estado líquido. Este fenómeno, es más factible en depósitos nuevos que en los depósitos viejos, debido a que los depósitos viejos son más estables y consolidados.

Esta falla se relaciona con materiales finos (limos) no plásticos y arenas. En presas de tierra se produce la licuefacción del material en la corona, el mismo que provoca que los taludes sean más tendidos producto del esparcimiento del material en amplias áreas.

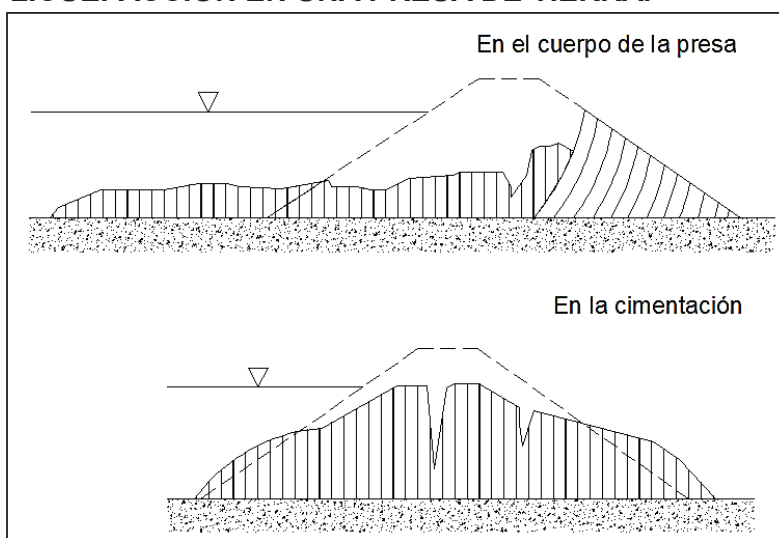
Se considera a la licuefacción, como la principal fuente de daño producido por un sismo. En la construcción de la presa (cuerpo y cimiento) se debe evitar el material fino no cohesivo, saturados y de estructura suelta, como son las arenas finas de tamaño uniforme y limos no plásticos, o en su defecto la mezcla de estos.

Este fenómeno puede acontecer a lo largo de una línea o superficie de falla donde el esfuerzo cortante es el factor dominante, donde se puede producir una falla cortante o un deslizamiento. También se puede dar el caso de licuefacción en una masa de suelo, donde se produce un asentamiento o un cambio de volumen.

Se tiene que poner atención en la zona donde será extraído el material para evitar que exista material fino no cohesivo, por lo cual deben tomar muestras y analizar. Asimismo, se debe efectuar una buena compactación en la construcción.

En el gráfico 3.2.5, se esquematiza el resultado de la licuefacción en el cuerpo de la presa como también en la cimentación.

**GRÁFICO 3.2.5
LICUEFACCIÓN EN UNA PRESA DE TIERRA.**



Elaboración: Angelo Palavecino.

3.2.6 AGRIETAMIENTO

El agrietamiento se produce por el asentamiento diferencial en la presa de tierra. Muchas fallas producto de la tubificación, se dan por la presencia de fisuras no muy grandes en la presa. Se presentan de forma paralela o transversal al eje de la presa y en un plano de orientación cualquiera.

En presas altas se presenta este problema, aunque en menor medida que en las presas de baja altura, esto puede ser porque las presiones interiores de las presas altas protegen al suelo.

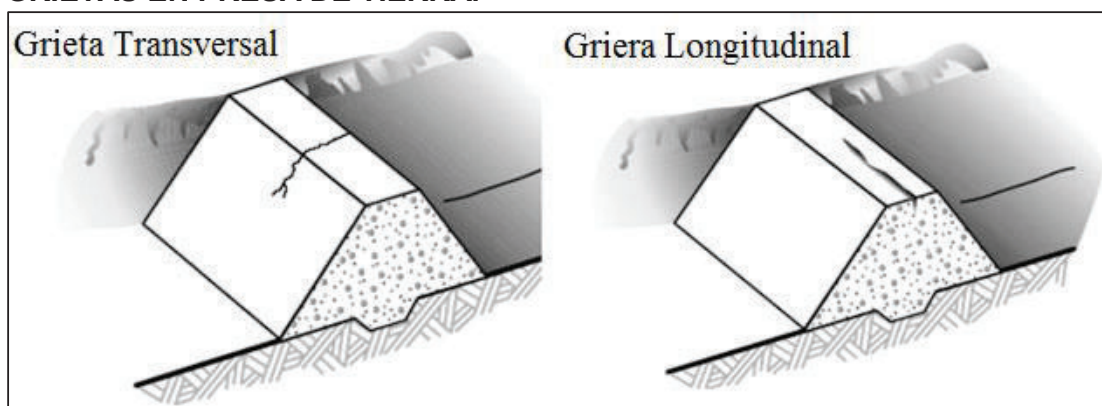
Las grietas transversales al eje de la presa son consideradas las más peligrosas, debido a la concentración de flujo en la zona donde aparezcan. Para este agrietamiento el escenario más desfavorable, es que, el terreno donde se encuentre la cortina sea compresible.

En presas de tierra con secciones con un núcleo bien compactado y que se encuentra con taludes de material rocoso, donde se presenta un mayor asentamiento de los taludes en comparación con el núcleo de la presa, da paso a la aparición de las grietas longitudinales.

A medida que el suelo utilizado sea más plástico, este se ajustará con mayor facilidad a las deformaciones. Por lo tanto, siempre en la construcción de una presa de tierra, se busca, entre otras medidas, evitar la formación de grietas por asentamientos diferenciales, pero se deberá tener presente que se podrán minimizar los asentamientos, aunque no es su totalidad.

En el gráfico 3.2.6, se esquematiza la grieta transversal y longitudinal que se pueden producir en una presa de tierra.

GRÁFICO 3.2.6
GRIETAS EN PRESA DE TIERRA.



Fuente: <http://www.fs.fed.us>

3.3 EFECTOS DE UNA ROTURA DE PRESA

Los daños que se pueden producir aumentan en el tiempo, esto debido al crecimiento demográfico y la expansión territorial que conlleva este fenómeno. Este crecimiento demográfico suele asentarse en llanuras de inundación, que a su vez, genera un incremento en la construcción de viviendas, que necesitan carreteras, vías de acceso, puentes, etc., lo que obliga a tomar medidas cada vez más exigentes en el caso de una potencial falla de una presa.

Muchas poblaciones desarrollan sus vidas en las cercanías de ríos, y por la creciente demanda de energía, abastecimiento de agua potable, almacenamiento para riego o para controlar inundaciones se construyen presas para aprovechar o resguardar el agua de estos ríos. Por este motivo se deben elaborar planes de emergencia, para evaluar el posible alcance de la falla de una presa y evitar los potenciales daños, así evitar la pérdida de vidas, que es lo más importantes desde cualquier punto de vista.

Una experiencia local es la Josefina, que no fue una presa construida por el hombre, sino que fue resultado de deslizamientos de las laderas del cerro Tamuga, provocado por la explotación minera en esta zona. Estos deslizamientos ocasionaron el taponamiento en la convergencia de los ríos Paute y Jadán, dando como resultado el embalsamiento de un gran volumen de agua.

Este fenómeno acontecido en el sector de la Josefina, por ser un evento inesperado, el cual permitió implementar un plan de emergencia, que se enfocó en la evacuación de las poblaciones aguas abajo del derrumbe, para evitar víctimas humanas en el momento de la falla.

Por cada presa se debe tener un plan de contingencia, que les permite a las personas encargadas de reaccionar y actuar ante un evento imprevisto, tomando las medidas pertinentes para salvaguardar la seguridad de las personas, más no se contempla con estudios la posibilidad ocurrencia de falla en la presa.

En la tabla 3.3, se presenta una recopilación de las fallas en presas (indistinto del tipo), año en el que ocurrió y se detallan los efectos que produjeron estos eventos.

TABLA 3.3
FALLAS DE PRESAS MÁS RELEVANTES.

PRESA	AÑO	LOCALIDAD	PAÍS	DETALLES
Pantano de Puentes	1802	Lorca	España	Construcción defectuosa, más de 600 muertos
Dale Dike Reservoir	1864	South Yorkshire	Reino Unido	Construcción defectuosa, pequeño escape en el paramento.
Presa South Fork	1889	Johnstown, Pennsylvania	Estados Unidos	Afectada localmente por un mantenimiento pobre, los tribunales lo consideraron un caso fortuito acrecentado por la excepcional lluvia torrencial.
Presa Walnut Grove	1890	Wickenburg, Arizona Territory	Estados Unidos	Las fuertes nevadas y lluvias provocaron la rotura.
Presa Desná	1916	Desná	Imperio austrohúngaro	Defectos en la construcción provocaron la rotura de la presa
La presa Llyn Eigiau y la avenida también destruyeron la presa Coedty.	1925	Dolgarrog, North Wales	Reino Unido	El contratista culpó a la reducción de costes pero también es cierto que cayeron 630 mm de agua en 5 días. Ésta ha sido la última rotura de presa con víctimas hasta la fecha.
Presa St. Francis	1928	Valencia, California, Los Angeles County	Estados Unidos	Inestabilidad geológica del cañón que pudo haber sido detectada con tecnología disponible en aquel

				tiempo, combinado con un error humano que evaluó el desarrollo de las grietas como "normal" para una presa de este tipo.
Vega de Tera	1959	Ribadelago	España	Produjo la muerte de 144 de sus 550 vecinos. A raíz de esto la normativa española de presas cambió de forma importante.
Malpasset	1959	Côte d'Azur	Francia	Fallo geológico motivado por uso incorrecto de explosivos durante la construcción.
Baldwin Hills Reservoir	1963	Los Angeles, California	Estados Unidos	Subsidencia causada por una sobreexplotación de un yacimiento petrolífero.
Presa de Vajont	1963	Vajont	Italia	Estrictamente la presa no fallo, pero sí fallaron las laderas del vaso que al caer sobre el agua generaron un mega tsunami que destruyó varios pueblos y murieron aprox. 2000 personas. .
Buffalo Creek Flood	1972	West Virginia	Estados Unidos	Inestabilidad provocada por una mina de carbón.
Presas Banqiao and Shimantan	1975	S/D	China	Lluvia extrema, muy superior a la de diseño.

Presa Tetón	1976	Idaho	Estados Unidos	Infiltración de agua a través de la pared de tierra.
Presa Kelly Barnes	1977	Georgia	Estados Unidos	Desconocido, posible error de diseño debido a incrementos continuos de carga por aprovechamiento energético.
Presa Lawn Lake	1982	Rocky Mountain National Park	Estados Unidos	Erosión exterior de una tubería.
Presa de Tous	1982	Valencia	España	Negligencia de un aviso de lluvias fuertes en la zona y la ausencia de personal cualificado durante la noche en temporada de alerta roja.
Presa de Val di Stava	1985	S/D	Italia	Mantenimiento pobre y escaso margen de seguridad en el diseño, los desagües de fondo fallaron elevando la presión de la presa.
Represa Mangla	1992	S/D	Pakistán	Los operarios abrieron sus compuertas sin advertencia previa, matando a más de 500 personas y barriendo con asentamientos enteros.
Presa de Peruća	1993	S/D	Croacia	Las fuerzas serbias detonaron la presa.

Presa Opuha	1997	Canterbury	Nueva Zelanda	La presa falló durante la construcción el 6 de febrero 1997, debido a las fuertes lluvias. Fue terminado en 1998
Represas Kainji, Jebba y Shiroro	1999	S/D	Nigeria	Los responsables abrieron sus compuertas, causando severas inundaciones en los ríos Níger y Kaduna. Los informes citan hasta mil muertos y 300.000 personas afectadas.
Represas Tiga y Challawa	2001	S/D	Nigeria	Grandes áreas en el norte de Nigeria fueron devastadas cuando se soltó el agua súbitamente de las represas, dejando 200 muertos y 82.000 afectados.
Vodní nádrž Soběnov	2002	Soběnov	República Checa	Lluvia extrema durante las inundaciones en Europa de 2002.
Represa Toktogul	2002	Jaxartes	Uzbekistán / Kyrgyzstán	Se informa que el agua soltada repentinamente de la represa causó \$700 millones en daños a Uzbekistán río abajo.
Represa Lagdo	2003	S/D	Camerún / Nigeria	Grandes volúmenes de agua que dejaron salir de la represa en Camerún causaron severas

				inundaciones en el río Benue en Nigeria, quitándoles la vida a 28 personas y destruyendo más de 200 viviendas.
Presa Big Bay	2004	Mississippi	Estados Unidos	S/D
Represa Dalongtan	2004	Hubei	China	Dieciocho personas murieron cuando las fuertes lluvias rompieron el dique provisorio en el sitio de construcción de la represa
Presa de Camará	2004	Paraíba	Brasil	Se resquebrajó e inundó las poblaciones de Alagoa Grande y Mulungu. Murieron cinco personas y 800 familias quedaron sin hogar.
Represa Narmada	2005	Madhya Pradesh	INDIA	Por lo menos 62 personas murieron en una inundación súbita causada por una represa
Presa de Shakidor	2005	S/D	Pakistán	Lluvia extrema inesperada
Planta y embalse de Taum Sauk	2005	Lesterville, Missouri	Estados Unidos	Error informático o del operador. Los manómetros no se tuvieron en cuenta a sabiendas de que existían registros de roturas con presiones menores.
Presa de Campos Novos	2006	Campos Novos	Brasil	Colapso de Túnel

Represa Bande Sultán	2006	S/D	Afganistán	Las lluvias fuertes reventaron la represa, matando a seis personas. Miles de hectáreas de tierra fueron inundadas.
Represa Manikheda	2006	S/D	India	Al menos 39 personas que caminaban por el río Sind en Madhya Pradesh durante una ceremonia religiosa fueron llevadas a su muerte por las aguas soltadas súbitamente de la represa.
Represa Kaloko	2006	Isla hawaiana de Kauai	Estados Unidos	Colapsó luego de varios días de lluvias fuertes, causando las siete muertes
Situ Gintung	2009	Tangerang	Indonesia	Mantenimiento escaso y lluvia monzónica

Elaborado: Angelo Palavecino.

Fuentes: Grandes logros y grandes desastres de la hidroeléctrica / <http://www.internationalrivers.org>.

Las causas de falla de la tabla anterior fueron diversas, pero se destacan la construcción defectuosa y la falta de personal calificado. También se debe considerar que “gracias” a estos sucesos se sacan lecciones valiosas que van mejorando las técnicas de construcción y estableciendo criterios de operación y mantenimiento de las presas.

3.4 CLASIFICACIÓN DE RIESGO EN PRESAS

Los riesgos en presas, son clasificados en función del riesgo potencial de falla. Estas clasificaciones crean zonas potenciales de riesgo aguas abajo de dichas obras hidráulicas, que permite una mejora en la seguridad de las presas y la gestión inherente a cualquier suceso que pueda presentarse.

Entre las clasificaciones se hará mención a la clasificación existente en ICOLD (tabla 3.4a) y España (tabla 3.4b). Esta clasificación se basa en el riesgo potencial por el funcionamiento incorrecto o rotura de la presa, en base de las posibles consecuencias que afecten a la población, servicios básicos, bienes materiales y consecuencias medioambientales.

TABLA 3.4.a
CLASIFICACIÓN SEGÚN EL RIESGO POTENCIAL DE UNA PRESA.

NOMENCLATURA	A	B	C
RIESGOS	ALTO	CONSIDERABLE	BAJO
Pérdida de vidas	Seguro	Incierto	No se esperan
Pérdidas de servicios básicos	Nivel crítico. Corte de los servicios básicos e Interrupción de las vías de comunicación.	Corte de los servicios básicos e Interrupción de las vías de comunicación.	Ninguna. Daños mínimos.
Pérdidas de propiedades	Públicas y privadas.	Instalaciones públicas y privadas.	Equipos y edificaciones aislados.
Pérdidas ambientales	Alto costo o pérdida total.	Mitigación considerable.	Daños mínimos.

Fuente: International Committee on Large Dams (2003).

TABLA 3.4b
CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL.

CATEGORÍA	CONSECUENCIA DE LA ROTURA
A	La rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a los núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
B	La rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un número reducido de viviendas.
C	Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdidas de vidas humanas. En todo caso, a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las categorías A o B.

Fuente: Ministerio de Medio Ambiente, España.

Una nueva clasificación propuesta por D. Hartford (tabla 3.4c), quien critica las clasificaciones existentes. Añade según su criterio, que las clasificaciones están condicionadas a terremotos y avenidas, por lo cual, no contemplan causas como la disminución en el funcionamiento de las esclusas en los aliviaderos y la eventualidad de erosión interna en presas de tierra.

Otro punto al que hace mención es la movilidad de la población ante un evento que ocasione riesgos, haciendo notar la falta en los sistemas analizados de los puntos que hagan referencia al movimiento de personas. En este aspecto, él hace la comparación con países desarrollados, en los cuales las autoridades encargadas de la protección y seguridad, movilizan a la población a zonas elevadas, alejándolos de las zonas potenciales de riesgos, con la finalidad de que no se produzcan pérdida de vidas.

TABLA 3.4c
SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE PRESAS PROPUESTO.

TIPO DE RIESGO	CONSECUENCIAS DE LA ROTURA
<p style="text-align: center;">α (Baja)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ninguna posibilidad de pérdida de vidas humanas. • No produce impactos socioeconómicos. • El entorno medioambiental se recupera de manera natural.
<p style="text-align: center;">β (Significante)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Afección potencial a la población durante un breve período de tiempo. • Capacidad de absorción del Impacto socio-económico por parte del titular. Ausencia de daños colaterales. • Se necesita intervenir para recuperar el entorno medioambiental.
<p style="text-align: center;">γ (Alto)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Afección potencial a una comunidad permanente. • Incapacidad de absorción del Impacto socio-económico por parte del titular. Daños colaterales • Hay una pérdida permanente de especies y hábitats.

Elaborado: D. Hartford.

Fuente: Revista de Obras Públicas/Marzo 2007/Nº 3.475, España.

3.5 INUNDACIONES CAUSADAS POR UNA ROTURA DE UNA PRESA DE TIERRA

Bajo todo punto de vista y dentro de lo que se pueda manejar se deben evitar las fallas en las presas de tierra, debidas a las inundaciones que se generan por este evento, además, ya se conocen que los resultados de estos eventos son desastrosos. Para evitar estas inundaciones, dentro de lo que se puede manejar, están el mantenimiento e inspecciones periódicas de las obras hidráulica e infraestructura (compuertas, vertederos de exceso, etc.), el reporte de cualquier anomalía en el cuerpo de la presa (taludes interiores o exteriores, cresta), un correcto diseño hidráulico que está en función de los datos hidrológicos (evitando un subdimensionamiento), estudios geológicos para evitar microsismos en el embalse o inestabilidad en las laderas del mismo, evitando así una ola que produzca un desbordamiento, además, se debe considerar la edad de las presas.

Las consecuencias por inundaciones producto de una rotura de presa no son un misterio para nadie, las consecuencias son catastróficas para la población, bienes y tienen un gran impacto ambiental. Una de las características de las inundaciones por rotura de presa es su corto tiempo de duración, que puede ser de minutos hasta aproximadamente una hora.

En el gráfico 3.5, se muestran las fotos del antes y después de la población de Longarone, Italia. La inseguridad geológica ignorada por los diseñadores ocasiono un desprendimiento de tierra, provocando el desbordamiento de la presa de Vajont y la muerte de aproximadamente de 2000 personas.

GRÁFICO 3.5
LA PRESA DE VAJONT - PUEBLO DE LONGARONE ANTES Y DESPUÉS DE LA INUNDACIÓN.



Fuente: Grandes logros y grandes desastres de la hidroeléctrica.

CAPÍTULO IV

PARÁMETROS DE ESTIMACIONES DE UNA BRECHA

La brecha es una grieta formada en la presa, esto indica la falla de la presa y su colapso es cosa de tiempo. La forma de la brecha, así como sus dimensiones y el tiempo en que esta se forma son difíciles de estimar, más se puede hacer un acercamiento con fórmulas teóricas para cada caso.

Para describir físicamente una brecha, es necesario considerar todos los parámetros tales como la profundidad, ancho y ángulos de los taludes. Además de los parámetros que determinan el inicio de la brecha, como también los que influyen en el desarrollo de la misma.

Las fallas en las presas han sido estudiadas y se han identificado las causas que propician este evento. En muchos casos, se estimaba que la presa colapsaba de manera instantánea y en forma completa. Pero se ha concluido, mediante estudios, que este caso se aplicaba en presas de arco, pero no es aplicable a presas de tierra.

A pesar que se han estudiado e investigado muchos casos, la complejidad física en cada caso, hace que quede aún mucho por investigar en este campo de la ingeniería.

4.1 PRINCIPALES DATOS DE UNA BRECHA

En presas de tierra, las formas de las brechas son generalmente trapezoidales, el tamaño de las brechas se incrementa en el tiempo y se extienden hasta ocupar casi la totalidad de la presa. La erosión provocada por la descarga del agua incrementa el tamaño de la brecha, hasta un colapso de la presa.

Para que una brecha que está completamente desarrollada, en una presa de tierra se considera que el ancho “b” promedio se encuentra entre:

$$h_d < b < 3h_d \quad (4.1a)$$

$$b < B_d \quad (4.1b)$$

Dónde:

b = ancho de la brecha, m.

h_d = altura de la presa, m.

B_d = ancho de la cortina, m.

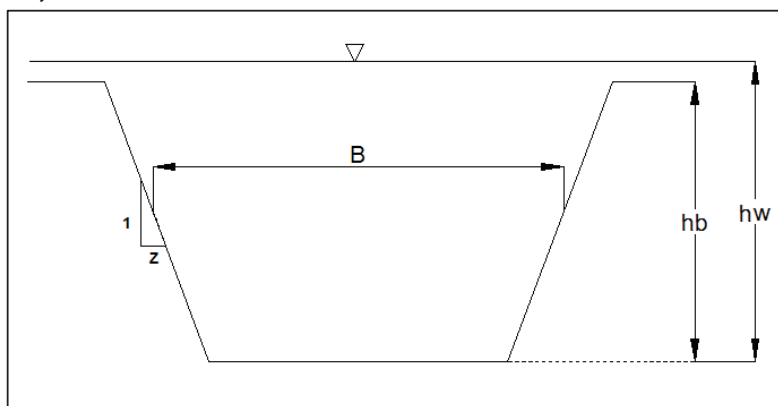
Como se menciona anteriormente, la brecha necesita un tiempo para que se produzca el colapso, este tiempo puede durar minutos a horas. Este tiempo depende:

- a. Del material que se utilizó para la construcción.
- b. De la altura de la presa.
- c. De la calidad de compactación que fue aplicado.
- d. El volumen de agua a derramarse y su duración.

La falla por sifonamiento (piping) se produce cuando se inicia la erosión interna en un punto focalizado por abajo de la corona, esta erosión se desarrolla formando un tipo de canal, por donde escurre el agua.

Según el Bureau of Reclamation (USA, 1998) los parámetros físicos, muestran en el gráfico 4.1.

GRÁFICO 4.1
PARÁMETROS FÍSICOS DE UNA BRECHA EN UNA PRESA DE TIERRA
INDICATIVA, VISTA DE FRONTAL



Fuente: Prediction of Embankment Dam Breach Parameters
 Elaboración: Bureau of Reclamation (1998).

Donde:

B = Ancho promedio de la brecha.

h_b = Altura de la brecha.

h_w = Altura del agua sobre la brecha.

4.1.1 ANCHO DE LA BRECHA

Es el ancho máximo que puede generar el máximo caudal, provocando una inundación aguas abajo de la presa. El caudal descargado depende del incremento de la expansión de la brecha.

4.1.2 PROFUNDIDAD DE LA BRECHA

Es distancia medida desde la cresta hasta la proyección máxima alcanzada por la brecha. Además, en algunos estudios se menciona la carga sobre la brecha (h_w), esto hace referencia a la medida vertical considerada desde el espejo de aguas hasta el fondo de la brecha.

4.1.3 INCLINACIÓN O ÁNGULOS DE LOS TALUDES

Es la relación entre el ancho y alto del talud, este valor define la forma de la brecha. Aunque se le considera poco influyente a este elemento.

Según Singh (1996) la mayoría de los casos estudiados por él, dan como resultado que, en la rotura de presas los ángulos en los taludes se encuentran entre los 40° y 50°. Asimismo, el tiempo de rotura se estableció como menor a tres horas. Aunque, se considera la rotura en un tiempo menor a los 90 minutos con una probabilidad del 50%.

4.1.4 PARÁMETRO DE TIEMPO EN LA BRECHA

4.1.4.1 INICIO DE LA BRECHA

Este parámetro es de vital importancia, debido a que el tiempo de inicio de la brecha proporciona segundos vitales para prevenir a la población aguas abajo o en las cercanías de la presa.

El proceso se inicia cuando se aprecia la descarga del caudal por sobre la corona o a través de la presa, lo que indica que se deben dar las alertas y la evacuación por una eventual falla de presa. Este proceso de inicio de la brecha no indica que la presa ha fallado, debido a que el caudal descargado es aun mínimo. Asimismo, termina cuando comienza a desarrollarse la formación de la brecha.

4.1.4.2 FORMACIÓN DE LA BRECHA

Este tiempo de formación de la brecha, o también llamado tiempo de desarrollo de la brecha se define, según Fread (1977), como el lapso de tiempo que transcurre entre la primera aparición de la brecha en el talud aguas arriba de la presa hasta el desarrollo completo de la misma. Dado el caso que la falla sea por sobrevertido, esta es considerada desde el instante que la presa haya sido erosionada por la descarga.

Estos parámetros se diferencian en que, en el primero se supone que la presa no ha fallado, ya que la brecha es pequeña, por ende el caudal que circula también. En el segundo parámetro la falla es cosa de tiempo, dado que el caudal que pasa a través de la brecha y la erosión se acrecienta hasta el punto de hacerse insostenible la estabilidad de la presa.

Se propusieron dos ecuaciones por parte de Von Thun & Gillette para estimar el tiempo de formación de la brecha, la aplicación de estas ecuaciones estará condicionada por la erosión del material.

$$t_f = \frac{\bar{B}}{4h_w} \quad [\text{Resistente a la erosión}] \quad (4.1.4.2a)$$

$$t_f = \frac{\bar{B}}{4h_w + 61.0} \quad [\text{Facil erosión}] \quad (4.1.4.2b)$$

Donde:

t_f = tiempo de falla, h.

B = ancho promedio de la brecha, m.

h_w = carga sobre la brecha, m.

4.2 ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DE FORMACIÓN DE UNA BRECHA

Es necesario realizar evaluaciones para el caso de una posible rotura de presa, las evaluaciones ayudaran a elaborar planes de seguridad y salvaguardar la vida de las personas.

El poco registro de datos ha dado desarrollo a la elaboración de ecuaciones empíricas que proporcionan valores estimativos del progreso de la brecha y del caudal pico originado por la falla de la presa.

A continuación se describen ecuaciones para la estimación de los parámetros de una brecha:

4.2.1 JOHNSON & ILLES (1976)

En sus estudios determinaron que, según se va desarrollado la brecha, esta cambia de triangular a trapezoidal. Siendo la forma trapezoidal la que se presenta con mayor frecuencia. La relación para presas de tierra es:

$$0.5h_d \leq B \leq 3h_d \quad (4.2.1)$$

B= Ancho de la brecha promedio, m.

h_d = Altura de la presa, m.

4.2.2 SING & SNORRASON (1982-1984)

Las investigaciones realizadas hacen relación entre el ancho de la brecha y la altura de la presa, estos estudios se realizó para 20 casos de falla. Los resultados arrojaron que el ancho de la brecha se encuentra entre 2 a 5 veces la altura de la presa.

El desarrollo completo de la brecha se estimó en un tiempo aproximado de entre 15 a 60 minutos. Asimismo, la profundidad de máxima para falla por sobrevertido estimada antes que se produzca el colapso es de 0,15 a 0,61m.

$$2h_d \leq B \leq 5h_d \quad (4.2.2a)$$

$$0.15m \leq d_{ovtop} \leq 0.61m \quad (4.2.2b)$$

$$0.25hr \leq t_f \leq 1.0hr \quad (4.2.2c)$$

B= Ancho de la brecha promedio, m.

h_d = Altura de la presa, m.

d_{ovtop} = Altura del agua que sobrepasa la presa, .

t_f = Tiempo de formación de la brecha, h.

4.2.3 MacDONALD & LANGRIDGE-MONOPOLIS (1984)

Según los estudios realizados se ha planteado un factor de formación de brecha, el cual se especifica como el producto del volumen de agua que pasa por la brecha y la altura de la carga de agua en el momento de la falla. Otro dato importante obtenido de los estudios, fue que, los taludes laterales de la brecha se pueden asumir en la mayoría de los casos con una relación de 1h:2v. Al mismo tiempo, Según la proyección de la brecha, la forma de esta podría ser triangular o trapezoidal, esto obedece a si la misma llegase a la base de la presa.

$$V_{er} = 0.0261 (V_{out} \cdot h_w)^{0.769} \quad (4.2.3a)$$

$$t_f = 0.0179V_{er}^{0.364} \quad (4.2.3b)$$

V_{er} = Volumen de material erosionado, m.

V_{out} = Volumen de agua descargada a través de la brecha, m.

h_w = Altura del agua sobre el fondo de la brecha, m.

t_f = Tiempo de formación de la brecha, h.

4.2.4 FROEHLICH (1987 - 1995)

Las ecuaciones desarrolladas para la estimación de los parámetros de la brecha, consideraron características como son el volumen, longitud vertical de la brecha, ancho de la corona, carga de agua sobre la brecha y el ancho de la brecha, esta última característica considera en ancho superior e inferior de la misma, además, incluye los coeficientes que se encuentran en función de si se presentó desbordamiento o no, y si posee o no la presa un núcleo.

Las conclusiones determinaron que las brechas son más amplias y la erosión lateral se incrementa con mayor rapidez que las causadas por otros tipos de falla.

$$\bar{B}^* = 0.47K_0S^{*0.25} \quad (4.2.4a)$$

$K_0 = 1.4$ Para falla por sobrevertido

$K_0 = 1.0$ Para falla de otro tipo

$$Z = 0.75K_C (h_w^*)^{1.57} \bar{B}^{*0.73} \quad (4.2.4b)$$

$K_C = 0.6$ Con núcleo o pared central

$K_C = 1.0$ Sin núcleo o pared central

$$t_f = 79 S^{*0.47} \quad (4.2.4c)$$

\bar{B}^* = Ancho promedio adimensional de la brecha (B/h_d).

K_0 = Factor de corrección del desbordamiento.

K_C = Factor de corrección del núcleo.

S^* = Volumen adimensional (S/h_b^3).

Z = Factor de abertura de la pendiente lateral de la brecha.

h_w^* = Altura adimensional de agua por encima de la parte inferior de la brecha, (h_w / h_b).

Froehlich extendió sus investigaciones, adicióno más casos a los ya estudiados, en base a estos desarrolló nuevas ecuaciones para poder predecir los parámetros de una brecha. A diferencia de las ecuaciones plateadas anteriormente (1987) las nuevas ecuaciones no son adimensional, además con estas nuevas ecuaciones se obtuvieron mejores coeficientes.

No se presentaron nuevas ecuaciones para determinar el factor Z correspondiente al talud de la brecha. Según las observaciones realizadas a los 63 casos, se recomienda utilizar valor de 1.4 para fallas por sobrevertidos y 0.90 para los demás tipos de falla.

$$\bar{B} = 0.1803K_0V_w^{0.32}h_b^{0.19} \quad (4.2.8a)$$

$K_0 = 1.4$ Para falla por sobrevertido

$K_0 = 1.0$ Para falla de otro tipo

$$t_f = 0.00254V_w^{0.53}h_b^{-0.90} \quad (4.2.8b)$$

Donde,

\bar{B} = Ancho promedio de la brecha, m.

K_0 = Factor de corrección del desbordamiento.

V_w = Volumen del embalse, m³.

h_b = Altura de la brecha, m.

t_f = Tiempo de formación de la brecha, h.

4.2.5 RECLAMATION (1988)

Las expresiones planteadas no tienen como finalidad dar valores exactos respecto al caudal descargado a través de la brecha, sino todo lo contrario, su objetivo es dar valores que contengan un factor de seguridad. Para presas de tierra se detallan las siguientes expresiones:

$$B = 3h_w \quad (4.2.5a)$$

$$t_f = 0.011B \quad (4.2.5b)$$

B = Ancho de la brecha, m.

h_w = Altura del agua sobre el fondo de la brecha, m.

t_f = Tiempo de formación de la brecha, h.

4.2.6 V. SINGH & SCARLATOS (1988)

En base a 52 casos de falla de presas estudiados, se pudo determinar la relación entre el ancho de la brecha en su parte superior e inferior. Dicha relación establece un rango de 1.06 a 1.74, con un valor promedio de 1.29 y una desviación estándar de 0.18. A más de, definir el periodo de falla aproximado de 3 horas en una cien por ciento de los casos, y de no mayor de 1.5 horas en el cincuenta por ciento de los casos.

$$\frac{B_{top}}{B_{bottom}} \cong 1.29 \quad (4.2.6)$$

B_{top} = Ancho superior de la brecha, m.

B_{bottom} = Ancho inferior de la brecha, m.

4.2.7 VON THUN & GILLETTE (1990) - DEWEY & GILLETTE (1993)

Estos investigadores desarrollaron una guía para estimar las inclinaciones de la brecha, ancho promedio de la brecha y tiempo de falla. Plantearon que se adoptara para las pendientes laterales de la brecha la relación 1h:1v, a excepción de las presas con pantalla cohesiva o con núcleos cohesivos amplios, en los cuales se recomienda pendientes (h:v) de 1:2 o podría ser más apropiado 1:3.

Para el ancho promedio de la brecha expresaron la siguiente relación:

$$B = 2.5h_w + C_b \quad (4.2.7a)$$

B = Ancho de la brecha, m.

h_w = Altura del agua sobre el fondo de la brecha, m.

Donde, C_b es el coeficiente como una función de almacenamiento de los embalses, que detalla de la siguiente manera:

**TABLA 4.2.7
COEFICIENTE C_B SEGÚN LA CAPACIDAD DE
ALMACENAMIENTO DEL EMBALSE.**

Tamaño del embalse (10^6 m^3)	C_b (m)
< 1.23	6.1
1.23 a 6.17	18.3
6.18 12.3	42.7
> 12.3	54.9

Fuente: Prediction of Embankment Dam Breach Parameters (1998).

Von Thun & Gillette presentaron dos métodos para la estimación del tiempo de formación de la brecha, estas expresiones están en función de la facilidad del material para ser erosionado.

$$t_f = 0.02h_w + 0.25 \quad [\text{Resistente a la erosión}] \quad (4.2.7b)$$

$$t_f = 0.015h_w \quad [\text{Facil erosión}] \quad (4.2.7c)$$

t_f = Tiempo de formación de la brecha, h.

h_w = Altura del agua sobre el fondo de la brecha, m.

4.2.8 FORMACIÓN DE LA BRECHA SEGÚN LA GUÍA TÉCNICA PARA CLASIFICACIÓN DE PRESAS (1996)

Según lo indicado en la Guía Técnica (España), el modo de la rotura, la forma y evolución de la brecha están en función del tipo de presa, la hipótesis más común que la rotura es usualmente instantánea, ya sea parcial o total, en las presas de hormigón o mampostería. Comúnmente la rotura es total en las presas bóvedas y parcial por bloques en las presas de gravedad o de contrafuertes. En el caso de las presas de materiales sueltos o tierra la rotura es progresiva en el tiempo y con evolución desde formas geométricas iniciales, en la mayoría de los casos trapezoidal, hasta el colapso total de la presa.

La guía técnica determina la formación y desarrollo de la brecha basándose en el modelo de progresión lineal, a continuación se describen las formulas:

$$B = 20(V * H)^{0.25} \quad (4.2.8a)$$

$$t_f = 4.8 \frac{V^{0.50}}{H} \quad (4.2.8b)$$

Forma de la brecha: trapezoidal

Taludes de la brecha: 1H:1V

Donde,

B= Ancho promedio de la brecha, m.

V= Volumen del embalse, Hm³.

H= Altura de la presa, m.

t_r= Tiempo de formación de la brecha, h.

Todas las expresiones descritas están expresadas según el sistema internacional.

4.3 ECUACIONES DE ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO

Existen una variedad de ecuaciones empíricas para la predicción del caudal pico. Estas ecuaciones propuestas por varios investigadores dependen de una o dos variables independientes, pero no se debe pasar por alto que son caudales picos aproximados, dado que, las roturas de presas son un fenómeno complejo, el cual se debe analizar para cada caso en particular.

Estas ecuaciones son el resultado de la falta de datos, dando paso a 13 ecuaciones empíricas, que permiten tener un abanico de resultados (caudales pico).

De las ecuaciones plateadas, la ecuación expuesta por Froehlich (1995) es la más adecuada, debido a que relaciona el caudal máximo con el ancho de la brecha y el volumen del vaso.

4.3.1 CUADRO RESUMEN DE FÓRMULAS

A continuación se resumen en una tabla las formulas detallas en el numeral anterior.

**TABLA 4.3.1
ECUACIONES OBTENIDAS PARA OBTENER EL QP POR DIFERENTES
INVESTIGADORES.**

AUTOR	AÑO	ECUACIÓN
Kirkpatrick	1977	$Q_p = 1.268(h_w + 3)^{2.5}$
SCS	1981	$Q_p = 16.6(h_w)^{1.85}$
Hagen	1982	$Q_p = 0.54(S \cdot h_d)^{0.5}$
Reclamation	1982	$Q_p = 19.1(h_w)^{1.85}$
Singh and Snorrason	1984	$Q_p = 1.776(S)^{0.47}$
		$Q_p = 13.4(h_d)^{1.89}$
MacDonald & Langridge-Monopolis	1984	$Q_p = 3.85(V_w \cdot h_w)^{0.411}$
		$Q_p = 1.154(V_w \cdot h_w)^{0.412}$
Costa	1985	$Q_p = 0.981(S \cdot h_d)^{0.42}$
Evans	1986	$Q_p = 0.72(V_w)^{0.53}$
Froehlich	1995a	$Q_p = 0.607(V_w^{0.295} \cdot h_w^{1.24})$

Elaborado: Tony L. Wahl.

Fuente: USDA/FEMA Workshop on Issues, 2001

Donde,

Q_p : caudal pico descargado por la brecha (m^3/s).

V_w : volumen del embalse en el momento de la falla (m^3).

h_w : altura del agua en el embalse al momento de la rotura medida desde el nivel del piso de la brecha final (m).

h_d : altura de la presa (m).

S : capacidad de almacenamiento del embalse (m^3).

4.4 HIDROGRAMA DE SALIDA GENERADO POR UNA ROTURA

El hidrograma generado por la falla en una presa está en función de algunos factores. En estos factores se destacan los que obedecen a las características físicas de la presa, volumen del vaso y el tipo de rotura.

El caudal pico de descarga y el hidrograma de salida son regidos por parámetros como:

- a. Tiempo de desarrollo y dimensiones de la brecha.
- b. Volumen de agua contenida en el vaso
- c. Y el flujo que ingresa en el momento de la falla.

Para una estimación más precisa del volumen de agua que genera el hidrograma de salida, se necesita tener como información los perfiles topográficos (izquierdo y derecho) de la corona de la presa, para poder estimar la elevación del desbordamiento, buscando una aproximación a un caudal real de descarga.

4.5 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Los parámetros de una brecha son de mucha importancia, debido a que de ellos depende el caudal de descarga producto de una falla, en base a estos parámetros se han presentado ecuaciones para poder estimar de manera aproximada el caudal pico.

Al no existir un registro histórico amplio de datos en las fallas de presas, los investigadores se han visto en la necesidad del desarrollo y elaboración de ecuaciones empíricas, que suministran valores estimados del avance en la formación de la brecha y el caudal pico originado una falla en una presa de material suelto.

Las ecuaciones presentadas en este capítulo son empíricas, las mismas que han sido desarrolladas en base a la información obtenida de observaciones a lo largo de años y posterior análisis de los datos de muchas fallas de presas, que nos proporcionan datos según las dimensiones y tiempos de desarrollo de las brechas.

De las ecuaciones plateadas, las ecuaciones expuesta por los autores Froehlich y las MacDonald and Langride-Monopolis, son algunas de las más utilizadas, debido

a que relaciona el caudal máximo con el ancho de la brecha y el volumen del embalse, además de proporcionar el tiempo de formación de la brecha. El criterio de selección de una ecuación pasa por la información disponible y el criterio de la persona que la escoge.

Se debe considerar que todas son ecuaciones de predicción, por lo cual, los valores se tienen que considerar como una aproximación en ocurrencia de un evento de rotura de presa, considerando las complejas condiciones que conlleva una falla de presa.

CAPÍTULO V

INTRODUCCIÓN AL PROGRAMA IBER

5.1 INTRODUCCIÓN

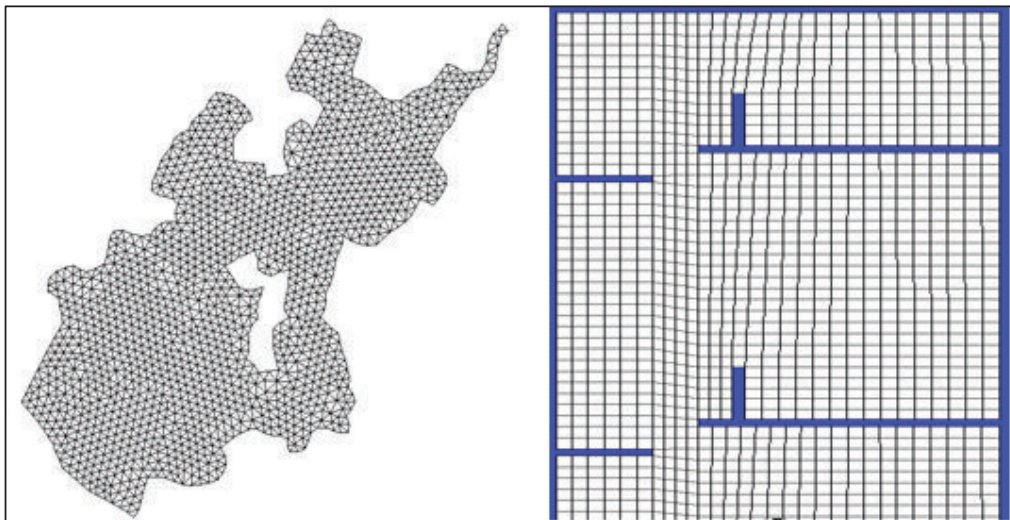
IBER, es un modelo numérico para modelación bidimensional del flujo en superficie libre en aguas poco profundas, que permite realizar modelaciones en régimen no permanente. Entre sus capacidades puede simular la rotura de presa, hidrodinámica fluvial, transporte de sedimentos y mareas en estuarios.

Al ser un programa bidimensional, sirve básicamente para el cálculo de cota de agua y la velocidad del agua en las dos direcciones en el plano horizontales (x, y). Además, el programa permite trabajar con mallas no estructuradas y estructuradas de volúmenes finitos (gráfico 5.1), la misma que está formada por elementos de 4 o 3 lados. Además, cuenta con módulos de cálculo que son hidrodinámico, turbulencia y transporte de sedimentos.

Una malla no estructurada es aquella en la cual los elementos no tienen un orden definido entre ellos. Estas mallas están conformadas por lo general por elementos de 3 o 4 lados.

Una malla estructurada es aquellas en la que cada elemento puede ser identificado en forma horizontal y vertical con alguna notación definida por el usuario, también están conformadas por elementos de 3 o 4 lados ordenados, pero se utiliza mayoritariamente elementos de 4 lados.

GRÁFICO 5.1
MALLA NO ESTRUCTURADA Y ESTRUCTURADA.



Fuente: CIMNE-UdC-UPC.

Algunas de las ventajas de las mallas no estructuradas frente a mallas estructuradas son que, se adaptan mejor a geometrías irregulares de terreno y son más sencillas de crear. A pesar de lo anterior, las mallas estructuradas también tienen ventajas sobre las no estructuradas, una de las que podemos mencionar es en la programación de los algoritmos (cálculo) para la discretización de las ecuaciones que se resuelven de manera más sencilla y eficiente.

IBER, trabaja bajo la resolución integrada de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones en el plano horizontal (x, y), las mismas que son en base a las leyes físicas de la cantidad de movimiento y la conservación de la masa, además de la primera "La energía no se crea ni se destruye, solo se transforma" y segunda ley de termodinámica.

También, esto ayuda a visualizar el comportamiento bidimensional de flujo, donde es posible apreciar la velocidad, calado y demás características del flujo.

5.2 ECUACIONES DE SAINT VENANT BIDIMENSIONALES

Las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales o ecuaciones del flujo bidimensional en lámina libre son obtenidas, como se dijo anteriormente, en base a las leyes físicas de conservación de la materia y la cantidad de movimiento, junto con la primera y segunda leyes de la termodinámica. De ellas, para un fluido newtoniano e isótropo, esto quiere decir, que en el fluido las propiedades no cambian con la dirección, se obtienen las ecuaciones de Navier-Stokes, que particularizadas para describir las variables promediadas en un pequeño incremento de tiempo se concretan en las ecuaciones de Reynolds (Bladé, 2005).

Se debe considerar una simplificación en las ecuaciones de Reynolds a dos dimensiones, esto a través de un promedio vertical que se realiza en las ecuaciones tridimensionales, esto se logra por la poca variación de las variables en una vertical puntual.

Se deben considerar algunas hipótesis para llevar a cabo la simplificación a 2D:

- a. El calado del agua sea pequeño en comparación de las otras dimensiones.
- b. Se debe considerar la distribución hidrostática de presiones en la vertical.
- c. La pendiente de solera debe ser pequeña.

Las componentes verticales de la velocidad y aceleración se consideraran despreciables en relación a las otras componentes, según el cumplimiento de las hipótesis antes mencionadas.

A continuación se detallan las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales (Blade 2006):

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(hu_2)}{\partial x_2} = 0 \quad (5.2a)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu_1) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1^2) + \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_1u_2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_1}(h + z_0) - \frac{\tau_{0x_1} + \tau_{sx_1}}{\rho} + fh_2 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_1}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_1x_2}) \quad (5.2b)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu_2) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1u_2) + \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_2^2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_2}(h + z_0) - \frac{\tau_{0x_2} + \tau_{sx_2}}{\rho} + fhu_1 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_2}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_2x_2}) \quad (5.2c)$$

Donde;

- $\partial u_1/\partial t$; $\partial u_2/\partial t$ = Aceleración local, estos términos constituyen la variación de la velocidad respecto al tiempo en un sitio puntual.
- $u_1\partial u_1/\partial x_1$, $u_1\partial u_2/\partial x_1$, $u_2\partial u_1/\partial x_2$ y $u_2\partial u_2/\partial x_2$ = aceleración convectiva, estos términos representan el efecto del transporte con el flujo del gradiente de la velocidad.
- $\partial/\partial x_i(h+z_0)$ = Pendiente de la superficie libre, estos factores multiplicados por la gravedad g representa la acción de las fuerzas gravitacionales.
- u_1 ; u_2 = componentes de la velocidad (media en el sentido de Reynolds) integrada en la profundidad según x_1 y x_2 .
- τ_0 ; τ_s = tensores de tensiones (de segundo orden) contra el fondo y la superficie libre respectivamente.
- f = coeficiente de Coriolis para tener en cuenta la rotación de la tierra.
- z = también se puede identificar como x_3 , es el eje de coordenadas vertical.
- h = profundidad de la lámina de agua.

Se puede realizar una simplificación a las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales. Esto se puede lograr descartando:

- Fuerza de Coriolis, en el caso de ríos no es representativa (f).
- Tensiones efectivas (τ_0).
- Tensiones producto del viento en superficie libre (τ_s).

Por lo cual, las ecuaciones pueden escribirse como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (5.2d)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(huv) = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad (5.2e)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hv) + \frac{\partial}{\partial x}(huv) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hv^2 + g\frac{h^2}{2}\right) = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (5.2f)$$

Se utilizó (x), (y) para designar las direcciones x_1 y x_2 , como también u y v para u_1 y u_2 .

La Ec.5.2b, señala si los caudales varían de un punto a otro, además debería cambiar los calados en cada punto fijo en función al tiempo.

Las ecuaciones 5.2e y 5.2f, señalan en función de las fuerzas actuantes (inercia, gravedad, rozamiento y presión) como varían los caudales.

5.3 VELOCIDAD EN PLANO “XY” Y CALADO

Las velocidades en modelos bidimensionales están formadas por dos componentes horizontales. En este modelo se trabaja con las variables definidas: Las componentes de la velocidad (x, y) y el calado. A continuación se definen estas variables:

$$U_x = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_s} \bar{u}_x \, dz \quad (5.3a)$$

$$U_y = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_s} \bar{u}_y \, dz \quad (5.3b)$$

$$h = Z_s - Z_b \quad (5.3c)$$

Donde;

h= calado en cada punto de estudio.

u_x ; u_y = componentes horizontales de la velocidad tridimensional.

U_x ; U_y = componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad.

z_b = elevación del fondo.

z_s = elevación de la superficie libre.

La velocidad promediada para cada uno de los elementos constitutivos de la malla de cálculo y centros geométricos es (U_x, U_y) . Como también, h es el calado para cada centro geométrico.

Las velocidades (U_x, U_y) son las componentes de la velocidad promediadas en el plano horizontal (x, y) , además se debe indicar que el programa no entrega información sobre distribución vertical de velocidades, ni tampoco de la velocidad en la componente vertical (z) .

Las variables antes mencionadas son gobernadas por las ecuaciones de Saint Venant 2D (ítem 5.2) o también llamadas ecuaciones de aguas someras en profundidad (Shallow Water Equations en Ingles).

5.4 FUERZA DE ROZAMIENTO

Los términos debidos a la fricción contra el fondo $\tau_o/\rho h$ tienen un efecto no lineal de retardo del flujo. Aproximando el radio hidráulico por el calado se tiene $\tau_o = \rho gh S_f$ (Chaudhry 1993), donde S_f es la pendiente motriz (Blade, Gomez, 2008).

Para el caso de flujo bidimensional, la pendiente motriz se debe descomponer en (x, y) , por lo cual, cada componente de la pendiente matriz se puede calcular con la fórmula de Manning:

$$S_{fx} = \frac{U_x \sqrt{U_x^2 + U_y^2} n^2}{h^{4/3}} \quad (5.4a)$$

$$S_{fy} = \frac{U_y \sqrt{U_x^2 + U_y^2} n^2}{h^{4/3}} \quad (5.4b)$$

Donde;

U_x ; U_y = componentes de la velocidad horizontal (x, y).

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

h = calado en cada punto de estudio.

Cuando no se considera ningún modelo de turbulencia, lo cual es muy común en modelación de flujo en canales y cauces naturales, la disipación de energía debida a las tensiones efectivas se puede suponer que se incluye en la pendiente motriz, es decir, mediante la fórmula de Manning (Ec. 5.4a y 5.4b) no se pretende aproximar solamente el efecto de las tensiones en el fondo, sino también el efecto de todo el término de tensiones efectivas (Blade, Gomez, 2008).

5.5 VOLÚMENES FINITOS EN IBER

Es una técnica de discretización (extraer elementos de una cantidad infinita), esta técnica permite resolver ecuaciones diferenciales (parabólicas, hiperbólicas o elípticas) aplicables a problemas hidrodinámicos. Además, permitiendo el cálculo en mallas no estructuradas y estructuradas.

Para solucionar las ecuaciones de Saint Venant, IBER utiliza este método de volúmenes finitos, a continuación se explica este método según lo expuesto por los desarrolladores de IBER (Universidad de la Coruña, Universidad Politécnica de Cataluña y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería).

Se utiliza como ejemplo la ecuación de conservación de la masa. Dicha ecuación en un caso 1D se escribe como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (5.5a)$$

Donde;

h = calado.

Q = caudal.

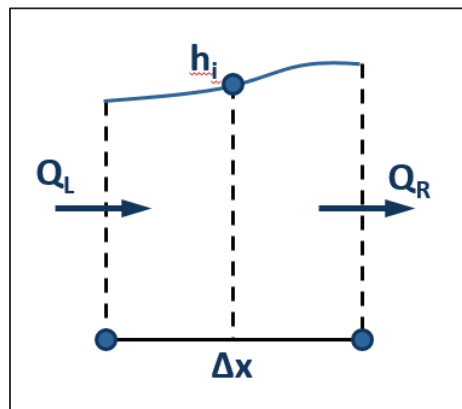
Esta ecuación discretizada en un elemento de longitud Δx se escribe de la siguiente manera:

$$h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} [Q_R - Q_L] \quad (5.5b)$$

La ecuación anterior expresa un balance entre el caudal que ingresa y sale de un elemento y la variación de la altura del agua en dicho elemento.

En el grafico 5.5.1, se señala lo expresado en la ecuación 5.5b.

GRÁFICO 5.5.1
ELEMENTO DE LONGITUD Δx .



Fuente: CIMNE-UdC-UPC.

Donde;

Q_L : caudal que ingresa.

Q_R : caudal que sale.

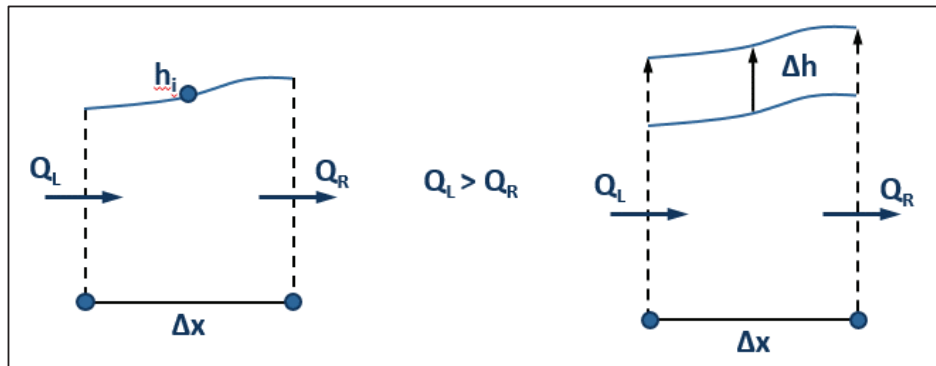
h_i : calado medio en el elemento.

Δt : intervalo de tiempo durante el cual se realiza el balance de masa.

Δx : tamaño del elemento en el cual se realiza el balance de masa.

Si el caudal que ingresa en el elemento es mayor al caudal que sale ($Q_L > Q_R$) el calado aumentará $h^{n+1} > h^n$.

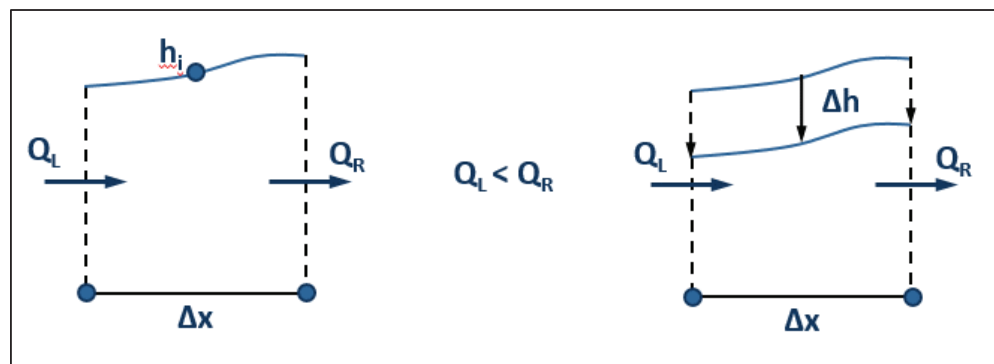
GRAFICO 5.5.2
ELEMENTO DE LONGITUD Δx DONDE $Q_L > Q_R$.



Fuente: CIMNE-UdC-UPC.

En el caso que el caudal que entra en el elemento es inferior al caudal que sale del elemento ($Q_L < Q_R$) el calado disminuirá $h^{n+1} < h^n$.

GRAFICO 5.5.3
ELEMENTO DE LONGITUD Δx .



Fuente: CIMNE-UdC-UPC.

El análisis anterior se ha realizado para la ecuación de conservación de la masa de agua, pero también se puede considerar otros tipos de fluidos.

5.6 CONDICIÓN DE COURANT-FRIEDRICHS-LEVY (CFL)

Para proceder con la discretización temporal de las ecuaciones de flujo, el programa utiliza siempre un esquema explícito.

Los esquemas explícitos tienen una limitación principal que es el paso del tiempo de integración temporal está restringida por razones de estabilidad numérica. A esta limitante se la conoce como CFL, que son las iniciales de los apellidos de los matemáticos que la desarrollaron: Courant, Friedrichs y Levy (Flumen, 2003).

Esta condición indica que el máximo valor del transcurso de tiempo que es utilizado para la integración temporal de las ecuaciones de flujo está restringido por la siguiente ecuación:

$$\Delta t_{\text{CFL}} = \text{CFL} \frac{\Delta x}{U + \sqrt{gh}} \quad \text{condición CFL} \leq 1 \quad (5.6)$$

Donde;

Δx = tamaño de la malla de cálculo.

U = velocidad del agua.

g = aceleración de la gravedad.

h = calado.

CFL= parámetro que debe ser igual o inferior a 1.

La ecuación 5.6, señala que el paso de tiempo de integración temporal Δt será:

- Menor cuanto mayor sea la velocidad U .
- Menor cuanto mayor sea el calado h .
- Menor cuanto menor sea el tamaño de malla Δx .

Cuando el parámetro CFL sea mayor podrían aparecer problemas de convergencia en el transcurso de la resolución de las ecuaciones, pero menor será el tiempo de ejecución del cálculo.

5.7 MALLA DE CÁLCULO

Para realizar el balance de masas y la cantidad de movimiento, IBER utiliza una malla de cálculo, la cual está constituida por elementos triangulares o cuadriláteros.

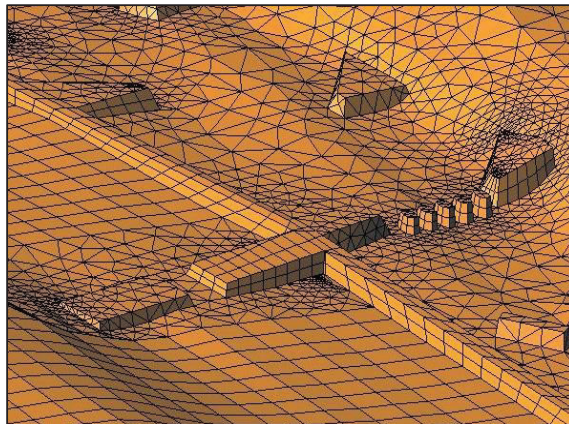
IBER, incluye métodos de generación de mallas, los cuales se listan a continuación:

- Mallas estructuradas.
- Malla triangulares irregulares generada con error cordal.
- RTIN (Rectangular Triangulated Irregular Network) o malla de triángulos rectángulos equiláteros.
- Malla regular con todos los puntos de un Modelo Digital del Terreno (MDT).
- Mallas importadas generadas en formato .2dm.

Se requiere como información inicial un modelo digital de terreno, el cual, tiene que ser en formato ASCII de arc/Info.

En el grafico 5.7a, se puede ver la representación de un terreno con una malla formada de elementos de 3 y 4 lados.

GRAFICO 5.7a
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE UNA MALLA EN IBER.



Fuente: Manual IBER.

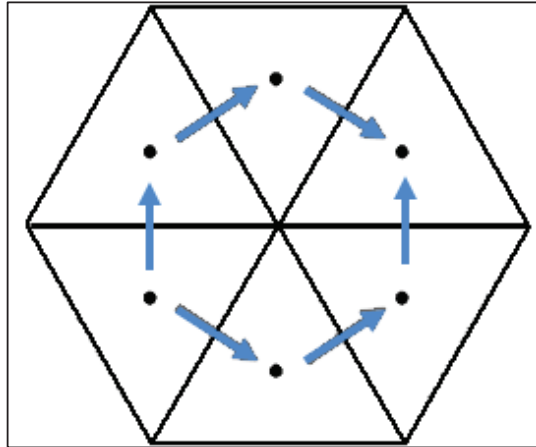
En los centros geométricos de los elementos (3 o 4 lados) se almacenan los valores medios de cada variable para el elemento correspondiente, y es donde IBER realiza el cálculo. Las variables de cálculo en estos centros geométricos son la velocidad y calado. Para calcular el caudal entre 2 elementos se debe interpolar los valores medios del calado y velocidad entre los elementos.

El tipo de malla combinada da flexibilidad al usuario, como se mencionó en el párrafo anterior, está constituida por elementos de 3 o 4 lados. La flexibilidad de la malla se aprecia en la generación de la malla de cálculo, lo que permite un análisis más rápido en el proceso de cálculo.

Se recomienda la utilización de estas mallas cuando el cauce es claramente definido, como en el caso de canales de conducción. Para topografía irregular, se recomienda la malla no estructurada, puesto que se adapta de mejor manera a geometrías irregulares.

En el grafico 5.7b, se ve una representación de un elemento triangular, en el cual se representa el centro geométrico con un punto de color negro.

GRAFICO 5.7b
REPRESENTACIÓN DE UN ELEMENTO.



Fuente: CIMNE-UdC-UPC.

La conservación de la masa en toda la malla de cálculo se debe cumplir y garantizar que el caudal que sale por uno de los lados de un elemento es el mismo que ingresa a otro elemento contiguo.

En el caso del balance de masa, el cual se calcula el caudal que fluye entre los elementos de la malla para poder evaluar el balance que se realiza para cada instante en la modelación.

5.8 LIMITACIONES IBER

La calidad del tipo de malla que se genera (fina o gruesa), es un parámetro que demanda muchos recursos computacionales y de este, dependerá el tiempo de duración del análisis.

Otra limitación que se puede mencionar es la calidad de la información para generar la malla de proceso, la cual debe ser de calidad, porque de ella dependerán los resultados.

5.9 VENTAJAS DE IBER

Al ser un modelo bidimensional que simula de una manera más precisa el flujo en lámina libre, posee algunas ventajas que son importante de mencionar y que lo diferencia de un modelo unidimensional, entre las que se pueden mencionar se encuentran:

- Posee un esquema de trabajo de alta resolución.
- Presenta una mayor precisión en cambios de régimen.
- Se trabaja con mallas irregulares, que se adaptan mejor a los contornos del terreno a estudiar.
- Permite apreciar con más precisión el riesgo asociado a una inundación de una manera más fiable que en un modelo unidimensional.
- Independencia en la calidad de la visualización y presentación de resultados.
- Toma en cuenta el volumen de la presa.
- Se puede conocer las velocidades en las dos componentes horizontales.
- Capacidad de conocer calado y velocidad en cualquier punto del terreno en las coordenadas horizontales.
- Permite zonas almacenamiento de agua y su posterior circulación del volumen acumulado.
- Interfaz agradable y amigable, permitiendo un fácil manejo.

5.10 COMPARACIÓN ENTRE IBER Y HEC-RAS

En el siguiente cuadro se presenta una comparación entre IBER como de HEC-RAS.

TABLA 5.10
COMPARACIÓN IBER – HEC-RAS.

HEC-RAS	IBER
Resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant en 1D.	Resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant en 2D.
Flujo unidimensional.	Flujo bidimensional.
Ecuaciones en forma no conservativa	Ecuaciones en forma conservativa
Esquema de cálculo mediante diferencias finitas implícitas (Preissman)	Esquema de cálculo mediante volúmenes finitos.
Ventajas en régimen lento e hidrogramas suaves.	Ventajas para régimen rápido y cambios de régimen.
Inestable en régimen rápido y cambio de régimen.	Estable en cambios de régimen.
Esquema de 2º orden.	Esquema es de Alta resolución <ul style="list-style-type: none"> • 2º Orden en zonas suaves. • Mayor precisión en cambios de régimen. • Discontinuidades suavizadas.
Problemas de estabilidad donde el flujo sea rápidamente variable. Necesidad del LPI Local Partia Inertia.	Calados y velocidades grandes, tamaños de malla pequeños requiere Δt pequeños.
Menor tiempo de cálculo.	Tiempo de cálculo elevado.
Requiere el uso de GIS tanto en el pre-proceso (obtención de la geometría para HEC RAS), y el pre-proceso (obtención de mapas de resultados).	Tiene autonomía de funcionamiento para la obtención de la malla necesaria y el posterior mapeado de resultados.
Pendientes pequeñas (menores que 1:10).	Todos tipos de terrenos.
Calado y velocidad constante en una sección.	Calado y velocidad en cualquier punto del terreno en las coordenadas horizontales xy.

Velocidad en sentido paralelo al eje del río, desprecia las aceleraciones verticales y horizontales y considera distribución hidrostática de presiones.	Velocidad en las dos componentes horizontales.
En régimen variable los cambios bruscos de sección provocan grandes inestabilidades.	Mallas irregulares adaptadas a los contornos.
La precisión de resultados será más grande cuanto menor sea la cantidad de movimiento que queramos simular.	La precisión de los resultados será mayor cuanto más pequeño sea el intervalo de cálculo.
Sobreestiman la velocidad del frente de rotura y los calados.	Subestiman la velocidad del frente de rotura y los calados.
El riesgo asociado a una inundación requiere el postproceso en ARCGIS y conocimiento de la normativa. Deja del lado de la seguridad.	Nos permite deducir el riesgo asociado a una inundación de una manera más fiable que en un modelo 1D directamente desde IBER.
Tiempo de cálculo depende del volumen de agua a movilizar, grandes volúmenes requieren de intervalos de tiempo pequeños.	Tiempo de cálculo depende de la discretización de la malla (mallas muy finas requieren de un gran tiempo de cálculo).
La definición de la geometría requiere de habilidad, depurado de las secciones transversales y su buena ejecución en GIS (perpendicular a las corrientes de flujo) etc.	La modelación de la simulación requiere una buena geometría y una resolución de malla razonable con la orografía del terreno.

Fuente: Cristina Fernández López

Ambos programas tienen sus ventajas sobre el otro, pero se debe considerar que hay situaciones en las cuales el modelo bidimensional es necesario, como por ejemplo la rotura de una presa, donde el flujo es bidimensional y aunque se pueda utilizar un modelo unidimensional, las simplificaciones que hace este para su

análisis no entregan una información ajustada a la realidad como si lo haría un modelo bidimensional.

Las características del flujo de agua en cauces naturales permiten simplificar estas ecuaciones generales, de modo que de las ecuaciones de Reynolds, integrando en la profundidad y por lo tanto eliminando la dimensión vertical, se obtienen las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, validas cuando el flujo que se quiere analizar presenta carácter bidimensional, con velocidades verticales pequeñas, pendientes del fondo del cauce suaves y en general predominio de las dimensiones horizontales sobre la vertical (E. Bladé, M. Sánchez, H. P. Sánchez, D. Ñiñerola, M. Gómez, 2009).

Cuando el movimiento del flujo en cauces naturales o artificiales presenta un marcado carácter unidimensional, se pueden obtener las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión. Dichas ecuaciones representan correctamente el movimiento no permanente en lámina libre en este tipo de cauces (E. Bladé, M. Sánchez, H. P. Sánchez, D. Ñiñerola, M. Gómez, 2009).

5.11 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

En este capítulo se presentó el esquema numérico de volúmenes finitos con el cual trabaja IBER, siendo un programa relativamente reciente y teniendo un gran potencial en la modelación bidimensional. También, se trataron las ecuaciones sobre las cuales se fundamenta IBER (conservación de la masa y cantidad de movimiento).

Por otra parte, se explica el tipo de malla (estructurada y no-estructurada) con elementos de 3 y 4 lados, sobre los cuales se ejecuta la modelación y un esquema sobre el análisis de un balance de caudal que entra en un elemento y como varia la elevación en ese caso. Además, se hace mención al as combinación de mallas, que se recomienda utilizar para tramos de cauce definido.

También se hace hincapié en la calidad del tipo de malla que se genera, ya que de esta calidad depende el tiempo de análisis y el incremento en los recursos computacionales.

Además, hay que tener en cuenta que los resultados están directamente relacionados con la calidad de la información disponible, para la generación de la malla y su posterior análisis y cálculo.

En otro apartado se hace mención a las ventajas de IBER, donde se menciona el esquema de alta resolución, poder conocer la velocidad o calado en cualquier punto de cauce, la independencia en la visualización de resultados, etc.

Por último, se presenta una tabla con la comparación entre los programas IBER y HEC-RAS, en la cual se listan algunas características de cada programa. Las comparaciones de la tabla se hacen relación a varios puntos de los cuales se menciona, por ejemplo, los métodos de cálculo de cada programa, topografía que se pueden utilizar en cada modelo, dependencia en la visualización de los resultados entre otros. Asimismo, se hace notar que cada programa tiene sus ventajas sobre el otro, esto dependiendo del tipo de modelación a realizar.

CAPÍTULO VI

MODELACIÓN BIDIMENSIONAL DE UNA ROTURA DE PRESA DE TIERRA CON IBER. APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO “PRESA PESCADO”

6.1 GENERALIDAD. PRESA PESCADO.

En el cantón Olmedo, provincia de Manabí se planean construir las obras que formarán parte del Proyecto Multipropósito Olmedo, cuya ejecución es promovida por SENAGUA y el INP.

GRÁFICO 6.1 a.
CAPTURA DE LA POBLACIÓN DE OLMEDO.



Fuente: Google Earth.

La presa Pescado (coordenadas de ubicación, gráfico 6.1.b), tendrá una capacidad de embalsar aproximadamente 11'01 millones de m³ (área de embalse aprox. de 470 ha). Una dotación de agua para consumo humano de 1250 m³/día, con un periodo estimado hasta 2020. Un sistema de riego con cobertura de 1400Ha, esta

zona de riego comprende, la zona suroeste de Manabí y norte de la provincia del Guayas, dividida en las subcuencas Puca, Colimes, y Guanabano. El proyecto contará con un canal principal de 27.9 km de extensión y un sistema de conducción de 2.3 km en total.

Se considera la dotación de agua para potabilización a la cabecera cantonal y pueblos aledaños, se estima que esto beneficiará a aproximadamente 13.000 habitantes.

GRÁFICO 6.1b.
UBICACIÓN PRESA PESCADO.



Fuente: Google Earth.

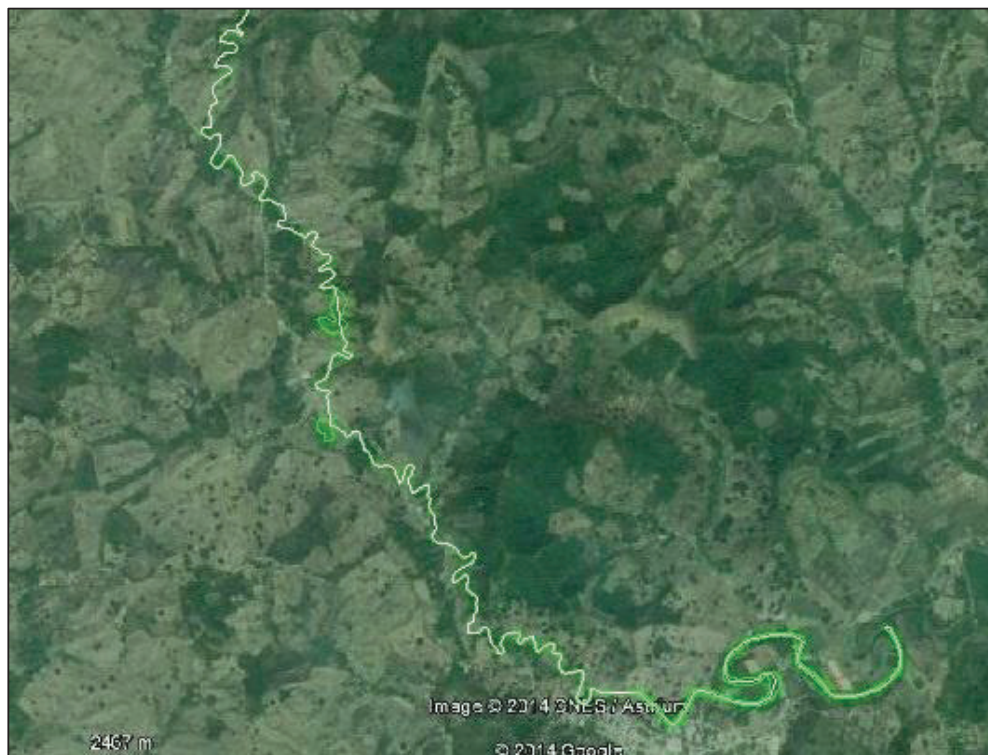
El río Pescado en su configuración se define como un río sinuoso, por lo se puede apreciar muchos meandros en su desarrollo, como también se puede mencionar que por ser un río de costa la pendiente del mismo es baja.

La pendiente del cauce del río Pescado es menor al 1‰, en general los cauces en el área presentan bajas gradientes. Respecto a las superficies de drenaje se observan pendientes casi planas en la parte baja de las cuencas (0 a 5%), en la

zona media de las cuencas se observa terrenos colinados con pendientes entre 25% y 50%, mientras hacia la zona alta se tienen pendientes importantes superiores a 50% (Dr. Laureano Andrade, 2015).

Se puede distinguir a través de Google Earth, que existen amplios márgenes de inundación, zonas que en los períodos de lluvia sufren este problema.

GRÁFICO 6.1c.
TRAZADO RIO PESCADO.



Fuente: Google Earth.

Las zonas cercanas por donde se extiende el río Pescado son zonas agrícolas, por lo que es de suponer que a lo largo de trayecto del río existen derivaciones con el fin de extraer agua para el riego de los cultivos de la zona.

6.2 DATOS PARA LA MODELACIÓN

6.2.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

Para trabajar en IBER y poder hacer la visualización de las condiciones topográficas del área de modelación, se trabajó con restitución en formato CAD y a escala 1:5000, luego se generó un archivo DEM con el programa ArcMap, para posteriormente ser importado por el programa IBER.

Desde IBER, se importa el DEM para genera un RTIN (red irregular de triángulos rectángulos). La malla son elementos planos que se obtiene de la discretización de la geometría, de tal manera que las ecuaciones hidráulicas se resuelvan en cada uno elemento de la malla.

Para la modelación en HEC-RAS, la información fue procesada con el programa CivilCad 3D, donde se obtuvieron las secciones transversales para posteriormente ser importada desde HEC-RAS.

6.2.2 COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL FLUJO

Tomando en consideración las recomendaciones en la literatura técnica (Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow), se realiza la valoración del coeficiente de resistencia al flujo “n”, se consideró la fórmula de Cowan (Ec. 6.2.2) para estimar un valor de “n” representativo y que tome en consideración las características morfológicas y geométricas de la zona de modelación.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad \text{Ec. 6.2.2.}$$

Los valores del coeficiente de rugosidad se detallan en la Tabla N° 6.2.2.

TABLA 6.2.2.
VALORES ADOPTADOS DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL FLUJO n

Valores para el cálculo del coeficiente de resistencia al flujo		
Factor n	Efecto Considerado	Valor estimado
n_0	Material natural involucrado	0.030
n_1	Grado de Irregularidades	0.015
n_2	Variaciones en las secciones transversales	0.008
n_3	Efecto de obstrucciones	0.015
n_4	Vegetación	0.030
m_5	Grado de los efectos de meandros	1.30
n	Coeficiente obtenido	0.1274

Elaborado: Angelo Palavecino.

El valor de “ n ” no depende solamente de la rugosidad del canal, sino también, de las características del flujo. La rugosidad para flujos hiperconcentrados generalmente es más alta que para flujos de agua (Jaime Suarez, Geotecnologías).

El valor obtenido para el coeficiente de resistencia al flujo es $n = 0.1274$, este valor se considera para la modelación en IBER y HEC-RAS. La consideración de un valor “ n ” depende de muchos factores y más aún cuando el flujo es hiperconcentrado que cambian las propiedades y comportamiento de un fluido.

6.3 SIMULACIÓN ROTURA DE PRESA DE TIERRA CON IBER

Este programa es un modelo numérico que simula a superficie libre, que calcula básicamente los calados y velocidades, permitiendo modelar flujo en régimen no permanente. IBER, puede simular la rotura de presas por dos métodos: Guía técnica española y falla trapezoidal.

6.3.1 DATOS PARA LA MODELACIÓN

Los datos característicos de la presa que se describen a continuación fueron proporcionados por la consultora INGECONSULT-GEODATA-ACCIONA:

- Volumen del embalse= 11.01 Hm³
- Altura de la presa= 29.0m
- Cota corona de la presa= 109.00m
- Longitud de la presa= 310.40m

Estos datos también serán los usados para la modelación con el programa HEC-RAS.

Para la visualización de las condiciones topográficas del área de modelación, se trabajó con restitución en formato CAD y a escala 1:5000, luego se generó un archivo DEM con el programa ArcMap, para posteriormente ser importado por el programa IBER.

Desde IBER, se importa el DEM para genera un RTIN (red irregular de triángulos rectángulos). La malla son elementos planos que se obtiene de la discretización de la geometría, de tal manera que las ecuaciones hidráulicas se resuelvan en cada uno elemento de la malla.

El tamaño de la malla utilizado fue uniforme para toda la zona de estudio. La geometría del embalse fue creada en AutoCAD, con el propósito de poder representar el volumen de agua que se espera embalsada.

Cuando la información disponible no representa de buena forma la superficie, se dificulta la representación del volumen de agua embalsada, incurriendo en un volumen mayor o menor según la calidad de la información disponible o puede variar los valores en los calados y velocidades, es lo que calcula básicamente IBER.

6.3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ROTURA.

El programa ofrece 2 opciones para de formación de brecha:

- **Guía técnica española:** Este procedimiento solicita 2 coordenadas, las cuales serán el eje por donde se desarrollara la brecha. También, solicita la cota superior de la presa, la cota del fondo de la brecha, volumen del embalse (Hm^3), instante de formación de la brecha y tiempo de rotura.
- **Trapezoidal:** Este método solicita los primeros 6 términos de la Guía técnica española, además de pedir el ancho superior e inferior de la brecha y puntos (eje de la brecha) de inicio y fin de la brecha, y tiempo de rotura.

Para realizar la comparación entre IBER y HEC-RAS, se utilizara la opción trapezoidal.

La condición inicial en IBER, corresponde a la cantidad de agua que hay en el modelo cuando se inicia la simulación. Para esta modelación se selecciona la opción de cota, que indica la altura del agua con respecto al suelo del embalse. Por lo que, se hace necesario ingresar el embalse con las dimensiones que garanticen el volumen de agua correspondiente.

Las condiciones de contorno en IBER, por defecto, siempre supone a todos los bordes como paredes verticales con altura indeterminada, lugar por el cual no puede ingresar ni salir agua.

Igualmente, para que pueda salir el agua es necesaria la asignación a una o más líneas de contorno la condición de salida. Para la modelación se asignaron dos salidas en la parte inferior de Olmedo.

Las condición de entrada depende del tipo de modelación que se va a realizar para fallas de presa se asigna el nivel del agua en el embalse, para crecidas se asigna

una entrada de caudal como condición de contorno, donde se ingresa el valor del caudal determinado.

La condición de contorno también se utiliza como condición de salida y sección de control, puesto que, se puede es necesario habilitar líneas de salida (borde) para que el agua salga o esta quedara almacenada. Recordando que, la condición de contorno siempre se debe asignar a las líneas externas, además que, la condición de contorno funciona como sección de control.

6.3.3 TIEMPO Y FORMA DE LA BRECHA

Se utilizan las ecuaciones de la Guía técnica española para calcular el ancho de la brecha y el tiempo de formación de la misma. Estas ecuaciones son necesarias para poder estimar los parámetros solicitados en IBER y que además IBER trabaja bajo esta guía técnica.

6.3.3.1. GUÍA TÉCNICA ESPAÑOLA (1996)

La Guía Técnica propone el tiempo de rotura (t_f) y el ancho medio de la brecha (B) a partir de unas ecuaciones empíricas obtenidas por el ajuste de datos de fallos de presas (Froehlich, 1995). Donde, Froehlich estudió 63 casos de fallas. Dichas ecuaciones toman en consideración el volumen del embalse y la altura de la presa (VII Congreso nacional de hidráulica, Ecuador, 1997), a continuación se presentan los cálculos para las ecuaciones propuestas por Froehlich y la Guía técnica española:

- **Froehlich**

$$\bar{B} = 0.1803K_0V_w^{0.32}h_b^{0.19}$$

$$\bar{B} = 0.1803 * 1.4 * (11010000^{0.32})(29^{0.19})$$

$$\bar{B} = 85.77\text{m}$$

$$t_f = 0.00254V_w^{0.53}h_b^{-0.90}$$

$$t_f = 0.00254(11010000^{0.53})(29^{-0.90})$$

$$t_f = 0.66h$$

Dónde;

\bar{B} = Ancho promedio de la brecha, m.

K_0 = Factor de corrección del desbordamiento.

V_w = Volumen del embalse, m³.

h_b = Altura de la brecha, m.

t_f = Tiempo de formación de la brecha

- **Guía técnica española**

$$B = 20(V * H)^{0.25}$$

$$B = 20 (11.01 * 29)^{0.25}$$

$$B = 84.54m$$

$$t_f = 4.8 \frac{V^{0.50}}{H}$$

$$t_f = 4.8 \frac{(11.01)^{0.50}}{29}$$

$$t_f = 0.55h$$

Forma de la brecha: trapecial

Taludes de la brecha: 1H:1V

Dónde;

B= Ancho promedio estimado de la brecha, m.

V= Volumen del embalse, Hm³.

H= Altura de la presa, m.

t_f = Tiempo estimado de formación de la brecha, H.

En caso que la ecuación para el tiempo conduzca a un resultado superior a 5 horas, el tiempo de ruptura deberá ser elevado con especial detenimiento.

A continuación en la tabla 6.3.3.1, se realiza comparación de resultados de las ecuaciones de Froehlich y la Guía técnica española:

**TABLA 6.6.3.1.
COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

	tf (h)	B (m)
Froehlich	0.66 (39.6min)	85.77
Guía técnica	0.55 (33min)	84.54

Fuente: Angelo Palavecino.

Como se puede notar en la tabla anterior, los resultados difieren uno de otro, pero la diferencia no es muy considerable. Siendo de 7 minutos la diferencia entre los tiempos de formación de la brecha y de 1.23m el ancho promedio.

Se escogieron las ecuaciones de la Guía técnica española por considerar la altura de la presa, a diferencia de Froehlich que, considera la altura final de la brecha, siendo esta inferior o igual a la altura de la presa.

El tiempo de modelación corresponde a 3h, tiempo suficiente para la llegada del frente de onda a la Población de Olmedo, punto de interés de este trabajo. El tiempo requerido en el proceso de cálculo está en función del tiempo que se desee modelar.

Los parámetros de tiempo con los que IBER permiten definir los tiempos de inicio y término de las modelación, tiempo de entrega de resultados y tiempo de integración de las ecuaciones de Sant Venant y poder establecer los valores que se estimen convenientes en cada modelo.

Para calibrar el modelo se puede escoger entre esquemas de 1° orden y 2° orden, las recomendaciones aconsejan utilizar el esquema de 2° orden entrega resultados más precisos.

Otro parámetro a considerar es la condición CFL, que determina que a un mayor valor del CFL menos tiempo tardará en ejecutarse el cálculo pero pueden aparecer problemas de convergencia en el proceso de resolución de las ecuaciones. El valor de la condición debe ser menor a 1.

También se debe considerar la calibración en el valor del coeficiente de resistencia al flujo, como es de conocimiento, se obtiene habitualmente de manera empírica en base a información bibliográfica y con visitas a campo.

La calibración para una modelación es particular para cada caso, aunque, se puede utilizar referencias o información disponible que ayude al ajuste de datos.

6.3.4 VISUALIZACIÓN DE LOS RESULTADOS

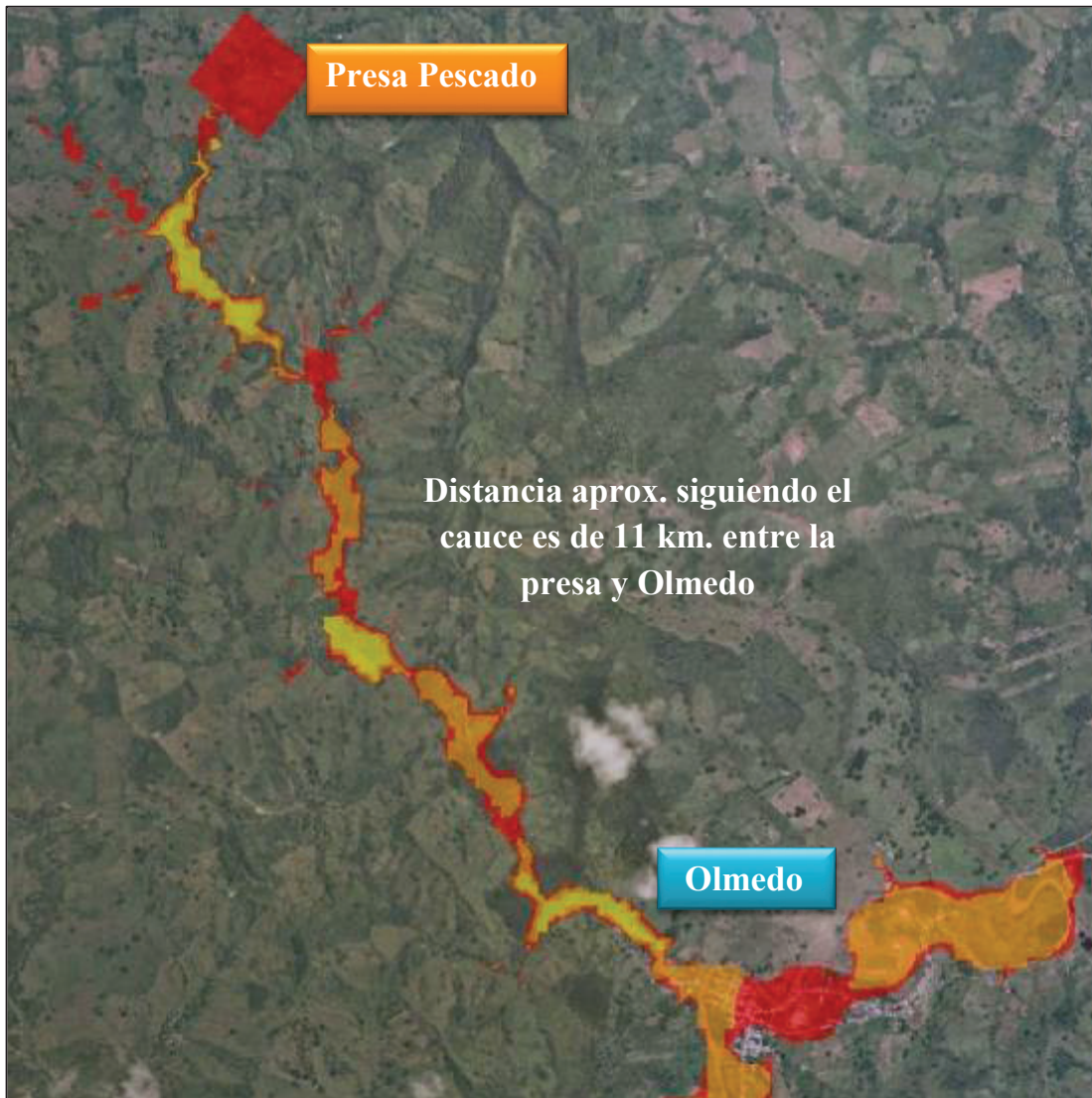
En el anexo de este trabajo se presenta una guía del programa con los pasos para la modelación de una falla de una presa de material suelto. Por lo que, en este subcapítulo y los siguientes se presentan los resultados obtenidos de la modelación en el programa IBER como en HEC-RAS.

6.4 IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS DE INUNDACIÓN

La elaboración de este trabajo, implica también la necesidad de evaluar las posibles consecuencias que tendría sobre la población, estructuras (casas, colegios, etc.), servicios básicos (agua potable, electricidad, alcantarillado, etc.).

La distancia entre la presa y la población de Olmedo es cercana a los 11km. Las zonas de inundaciones se pueden apreciar en la gráfico 6.4a.

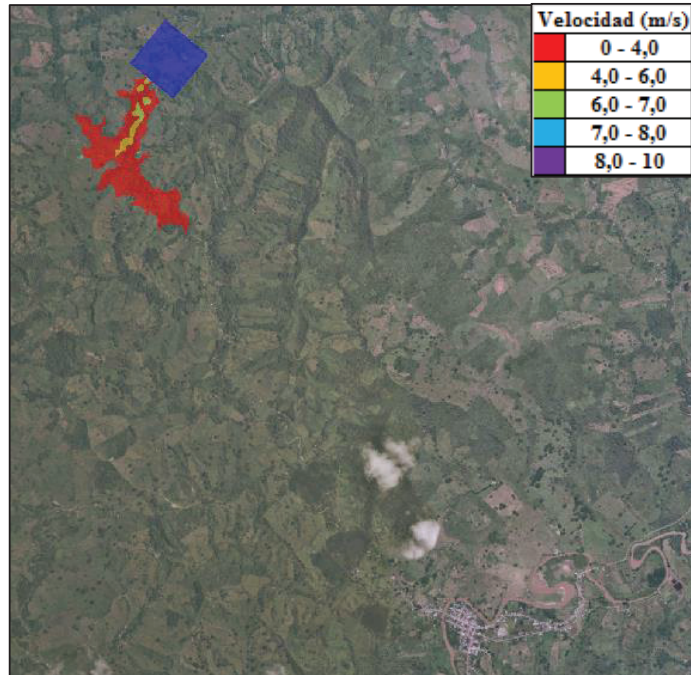
GRÁFICO 6.4a
ZONAS INUNDADAS.



Fuente: Angelo Palavecino.

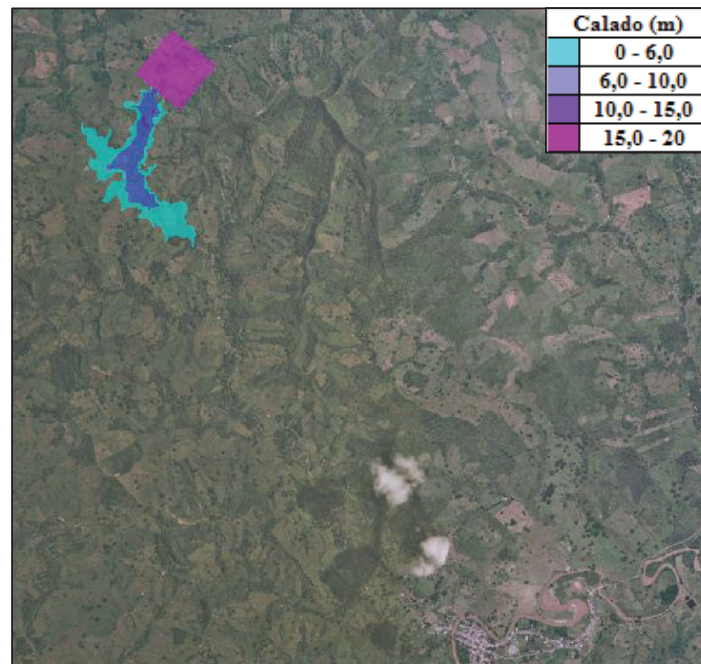
En los siguientes gráficos se puede ver el avance del frente de onda cada 30min. Igualmente, se podrán apreciar en los gráficos zonas de inundación y su desarrollo en el tiempo antes mencionado, asimismo se indica, en las tablas de colores, la velocidad y el calado aproximados en los tiempos indicados en cada gráfico.

GRÁFICO 6.4b
VELOCIDADES A 00:30h.



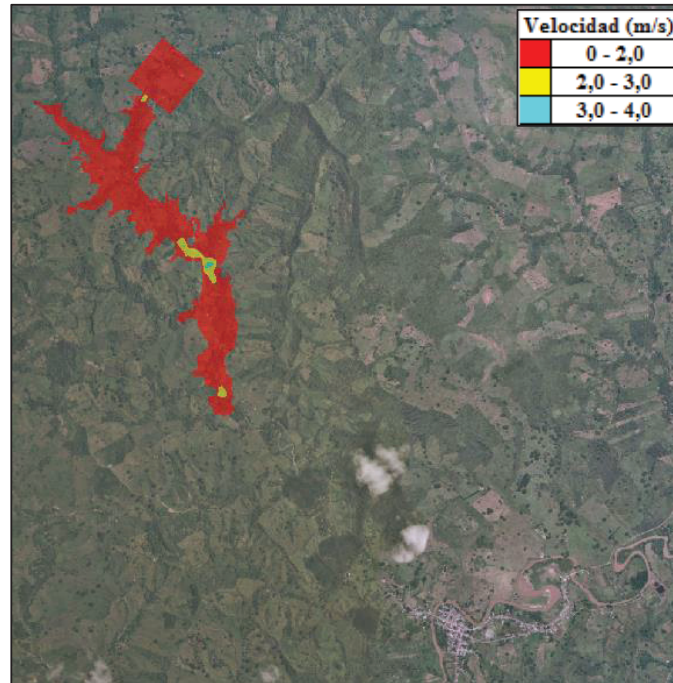
Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4c
CALADOS A 00:30h.



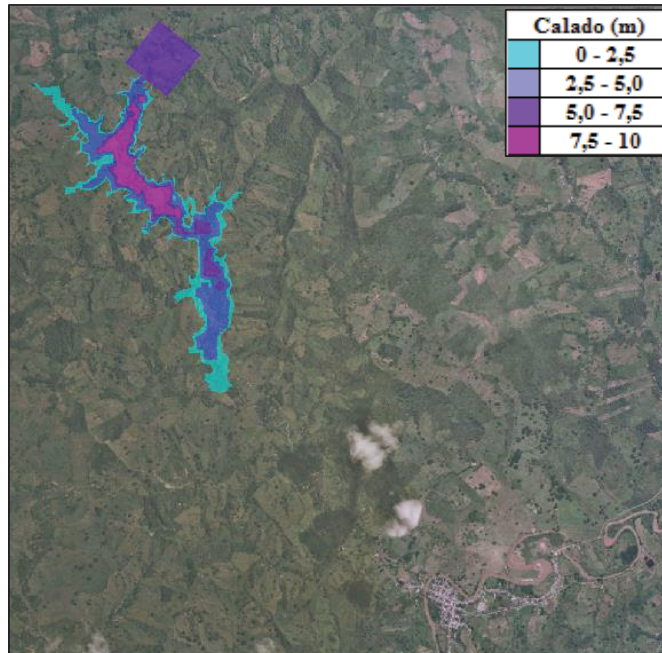
Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4d
VELOCIDADES A 01:00h.



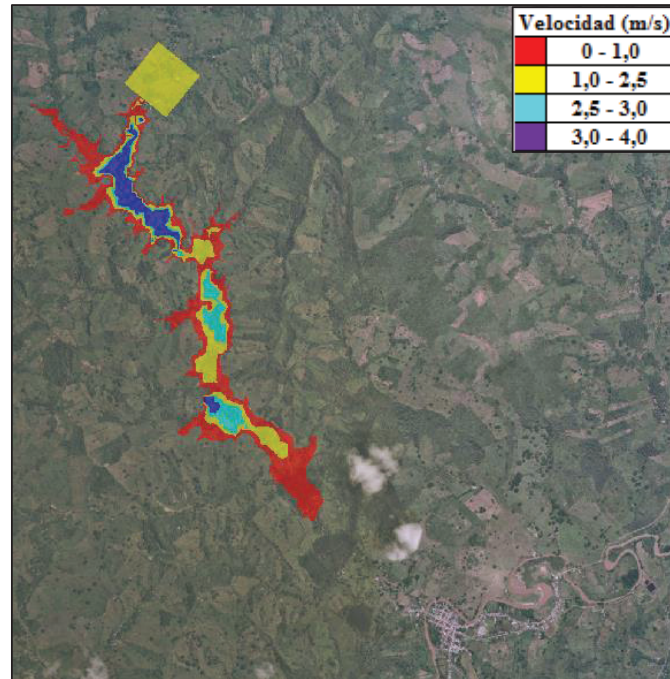
Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4e
CALADOS A 01:00h.



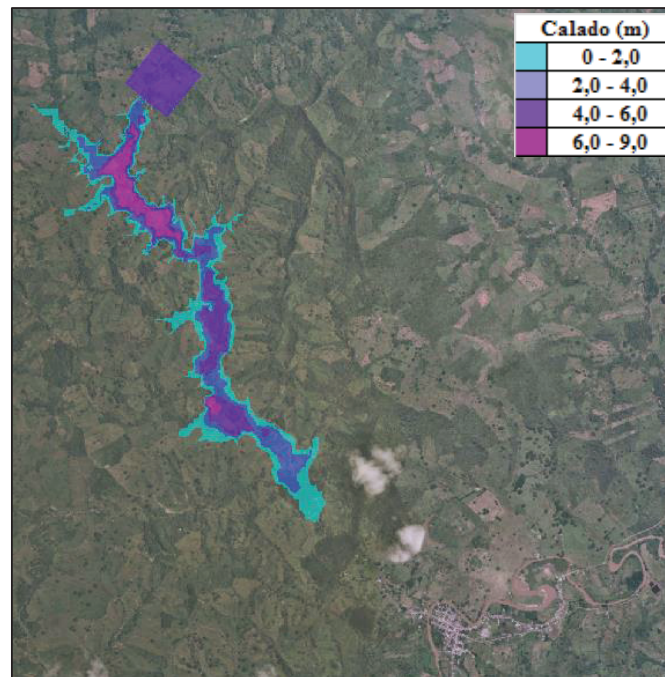
Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4f
VELOCIDADES A 01:30h.



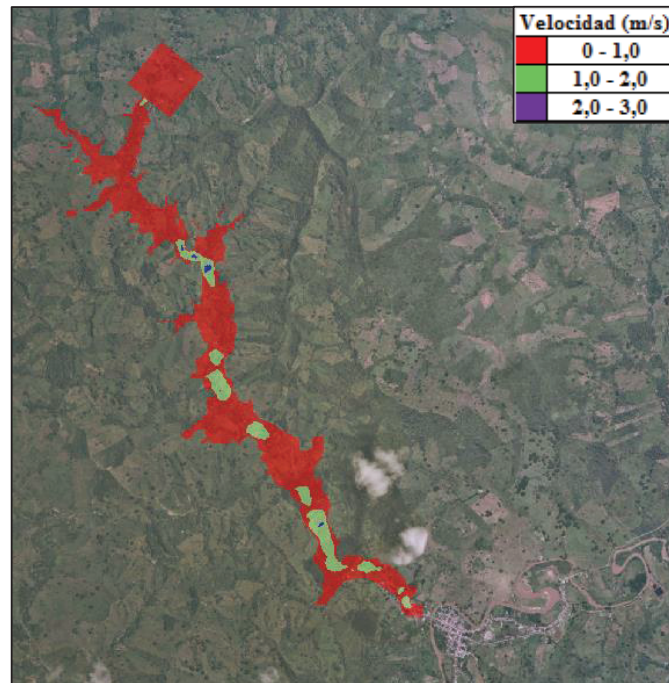
Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4g
CALADOS A 01:30h.



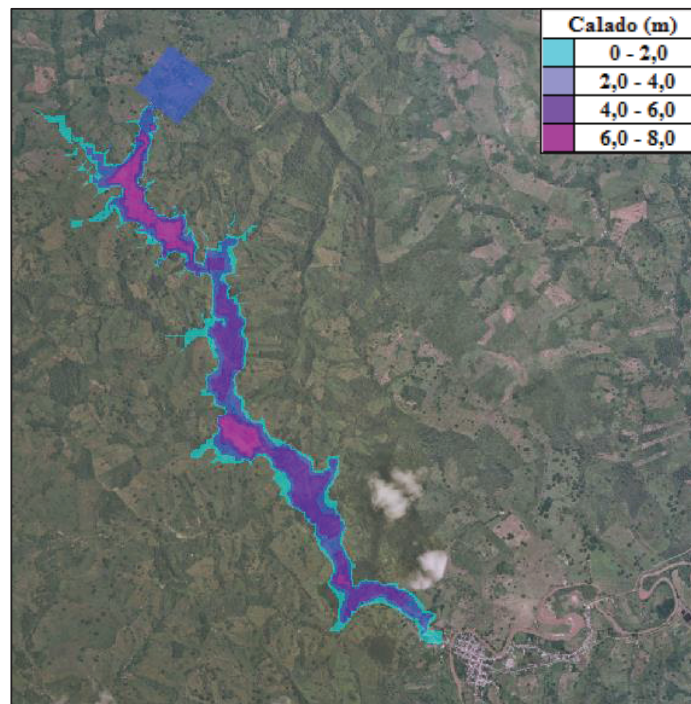
Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4h
VELOCIDADES A 02:00h.



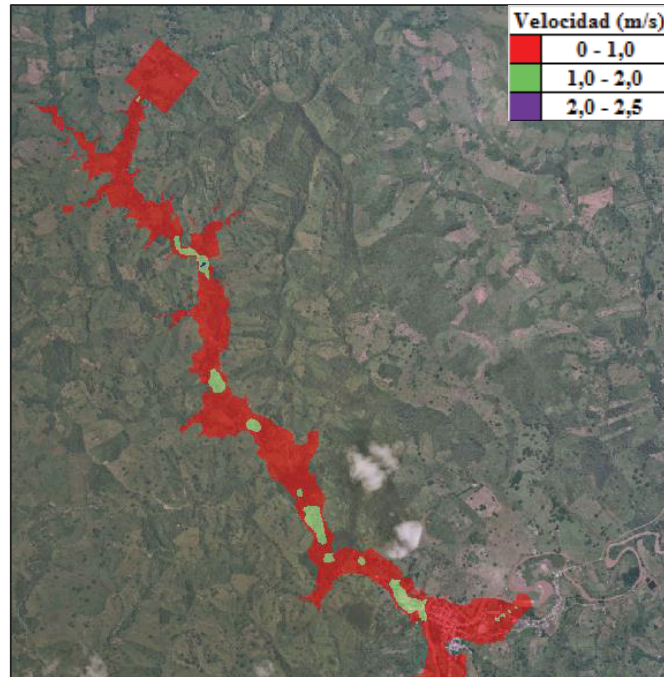
Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4i
CALADOS A 02:00h.



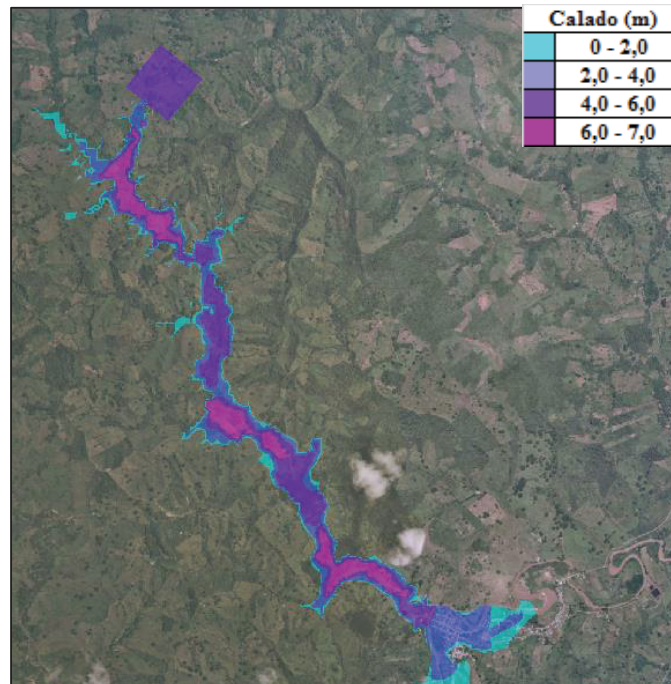
Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4j
VELOCIDADES A 02:30h.



Fuente: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4k
CALADOS A 02:30h.



Fuente: Angelo Palavecino.

En los gráficos 6.4b al gráfico6.4k, se presenta el avance de la onda para diferentes instantes de tiempo. Los gráficos muestran la velocidad y calado, estos valores disminuyen a medida que transcurre el tiempo.

En los primeros 1800s (30min.), las velocidades oscilan entre 10m/s al pie de la presa, disminuyendo hasta valores cerca de 4m/s. En los 3600s (1h), la velocidad máxima se encuentre por 10m/s. En los 5400s (1:30h), la velocidad máxima se encuentra en el rango de 3.0m/s a 4.0m/s. A los 7200s (2h), la velocidad máxima se ubica en el rango de 2.0m/s a 3,0m/s. Por último, en los 9000s (2:30h), la velocidad máxima se encuentra bajo los 2.5m/s.

En la gráfica 6.4l, se puede ver las zonas de inundaciones que afectan a Olmedo.

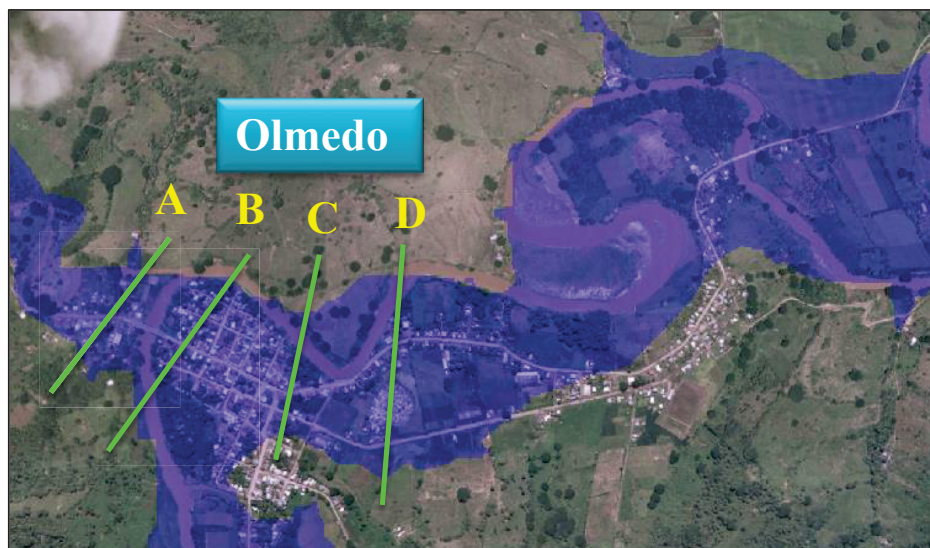
GRÁFICO 6.4l
ZONAS DE INUNDACIÓN EN OLMEDO.



Fuente: Angelo Palavecino.

En la gráfico 6.4m, se hizo un acercamiento a Olmedo y se efectuaron 4 cortes transversales, los cortes hacen relación a los calados máximos de agua y velocidad en esas secciones.

GRÁFICO 6.4m
ZONAS DE INUNDACIÓN EN OLMEDO.



Fuente: Angelo Palavecino.

En la tabla 6.4a, se pueden ver los calados y velocidades máximos, que se obtuvieron en las secciones transversales señaladas en el gráfico 6.4c.

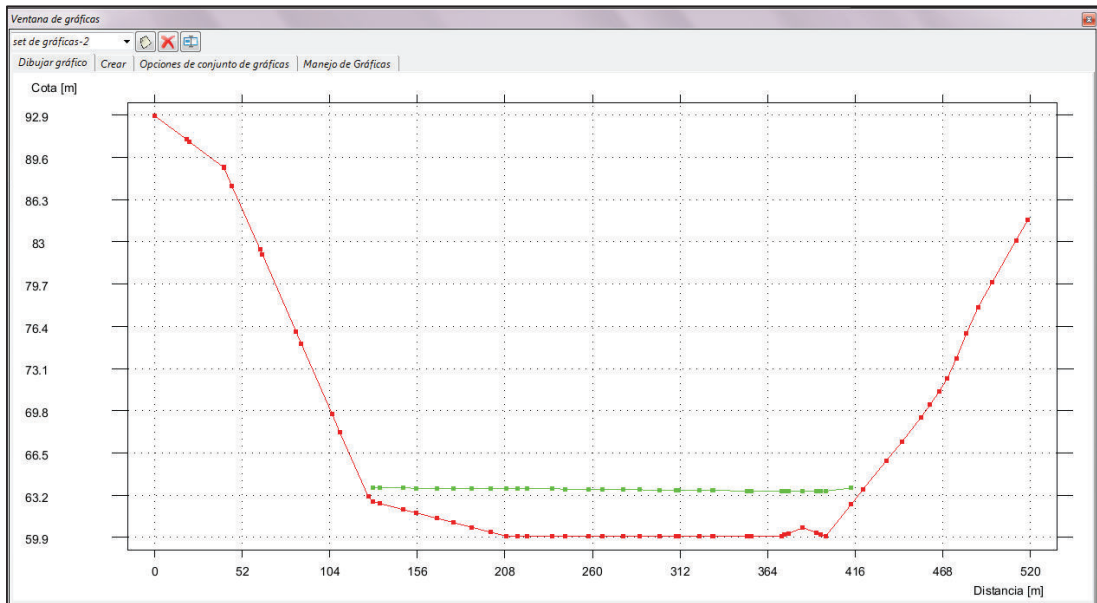
TABLA 6.4a.
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO.

Secciones	Calado máx. (m)	Velocidad máx. (m/s)
A	3.74	1.25
B	2.94	1.10
C	2.37	0.82
D	1.55	0.75

Fuente: Angelo Palavecino.

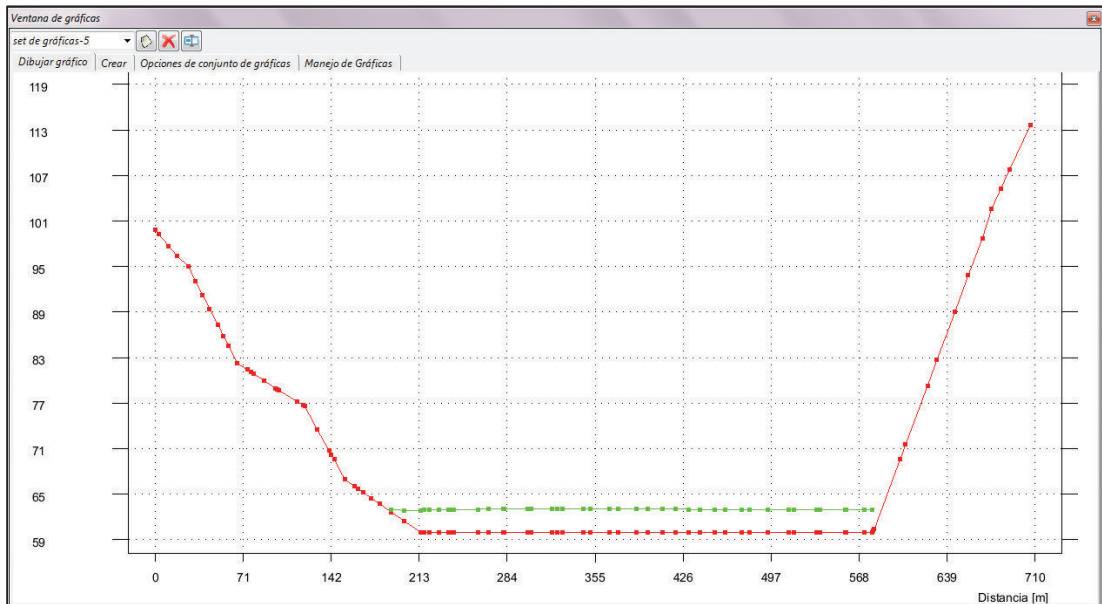
A continuación, se presentan las secciones transversales correspondientes a los cortes señalados en el gráfico 6.4m.

GRÁFICO 6.4n CORTE TRANSVERSAL A.



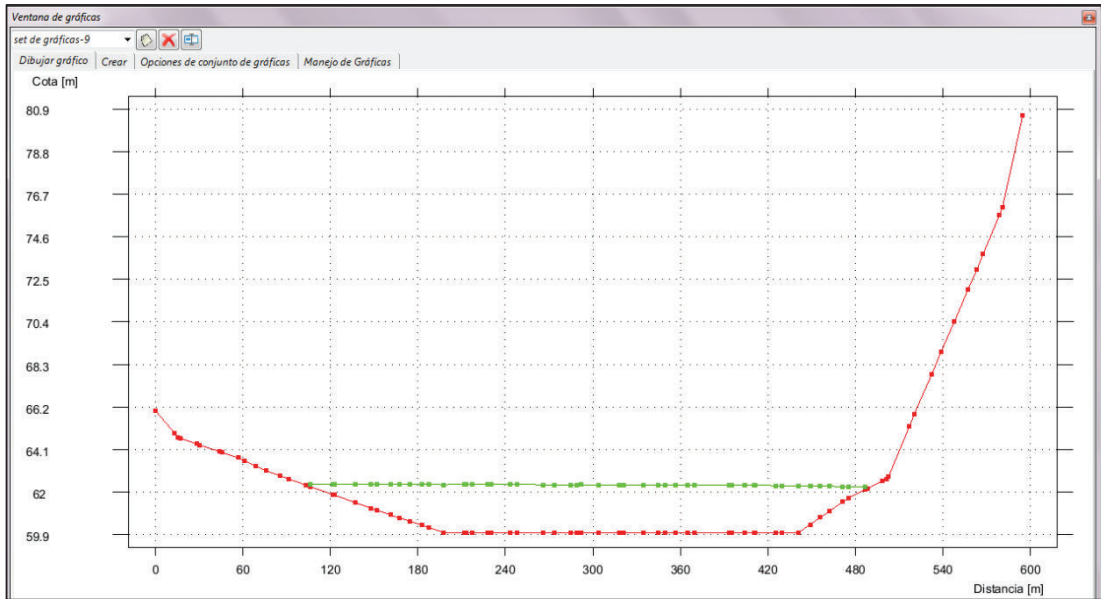
Elaborado: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4ñ CORTE TRANSVERSAL B.



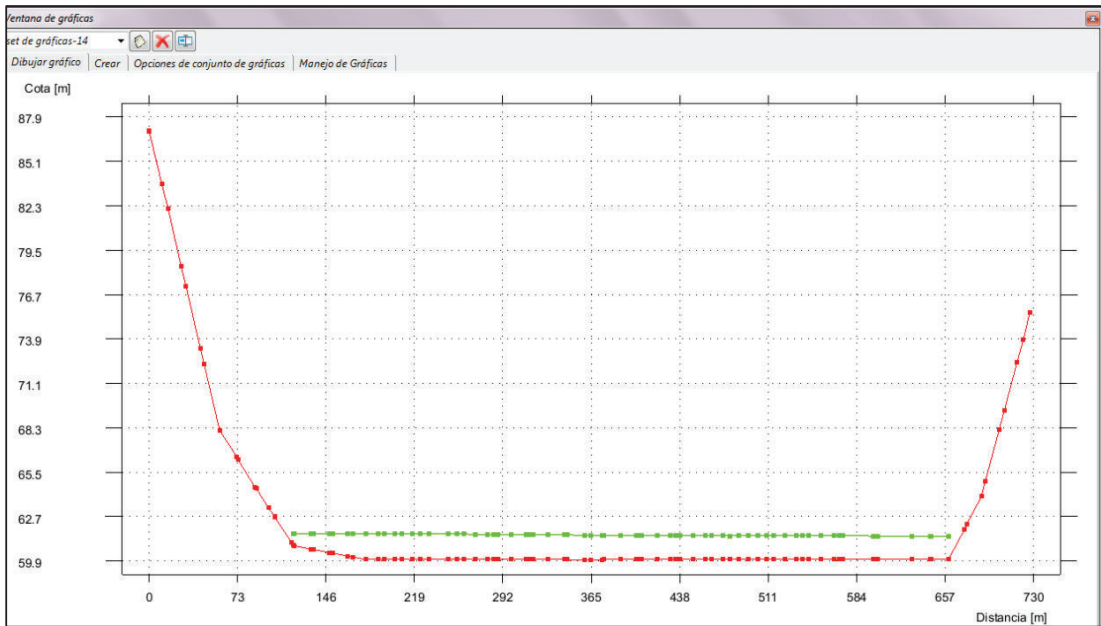
Elaborado: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4o
CORTE TRANSVERSAL C.



Elaborado: Angelo Palavecino.

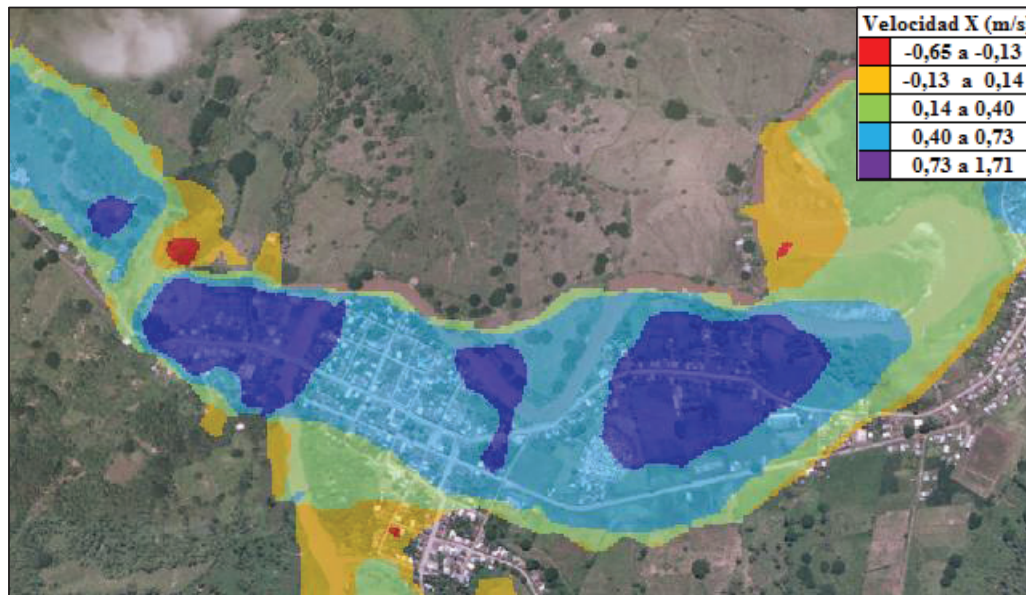
GRÁFICO 6.4p
CORTE TRANSVERSAL D.



Elaborado: Angelo Palavecino.

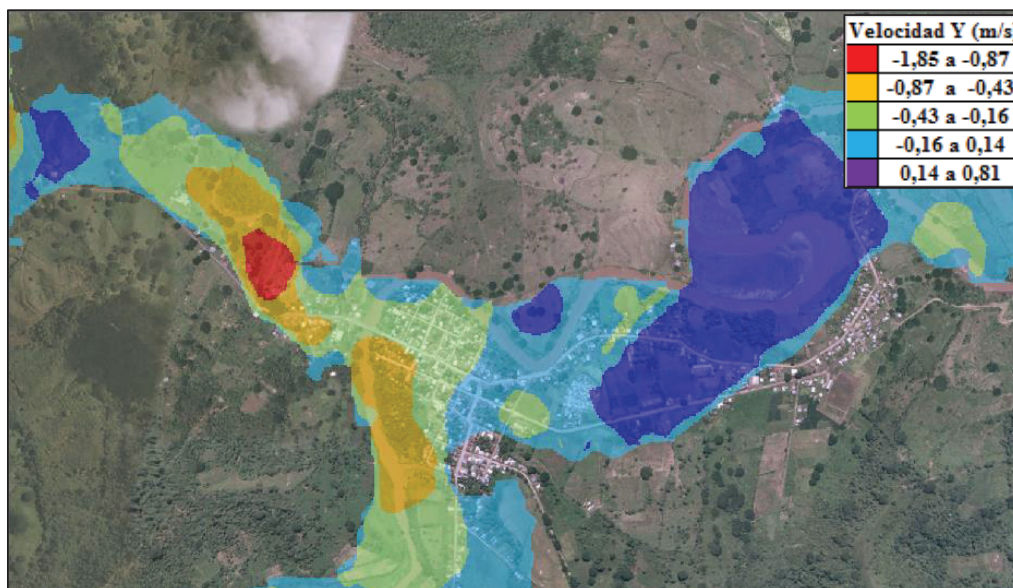
En los siguientes gráficos 6.4q y 6.4r, se pueden apreciar las velocidades V_x y V_y , respectivamente.

GRÁFICO 6.4q
VELOCIDAD EN EL EJE X.



Elaborado: Angelo Palavecino.

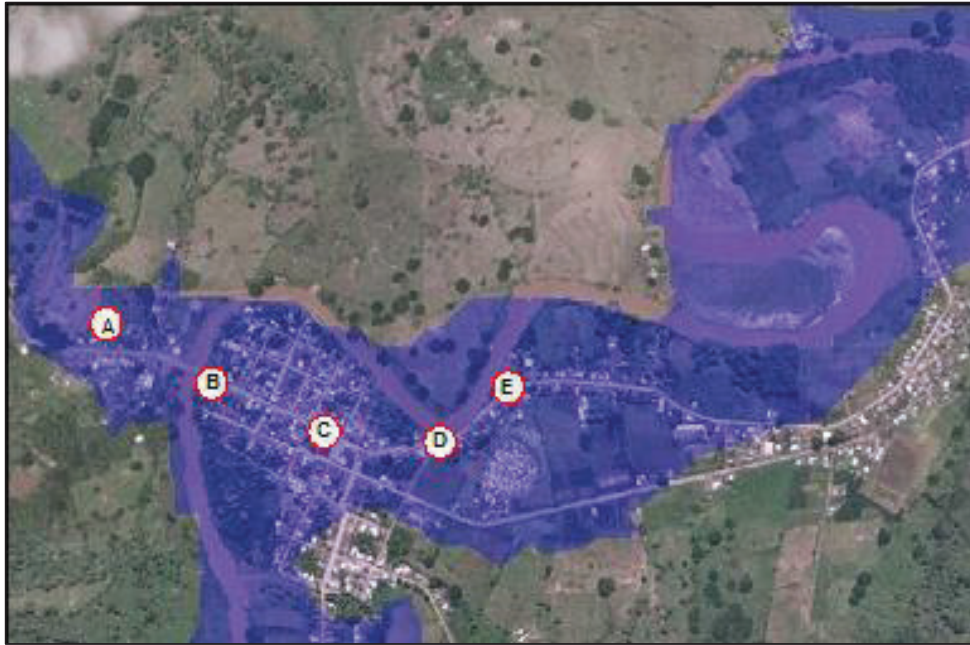
GRÁFICO 6.4r
VELOCIDAD EN EL EJE Y.



Elaborado: Angelo Palavecino.

En el siguiente gráfico 6.4s, se seleccionan 5 puntos para apreciar las velocidades y calados respectivos.

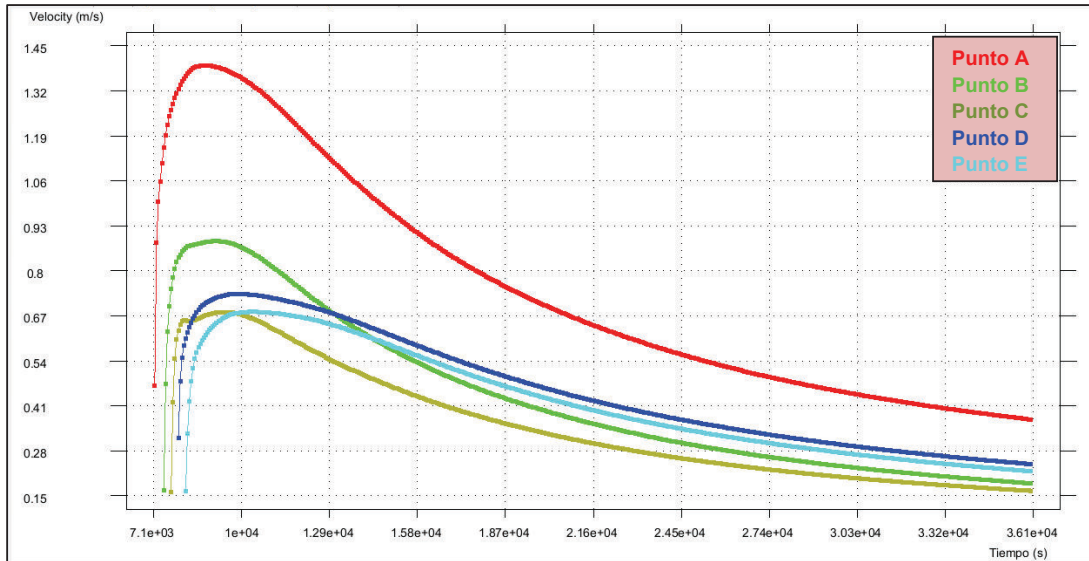
GRÁFICO 6.4s
PUNTOS VARIACIÓN DE VELOCIDAD Y CALADO.



Elaborado: Angelo Palavecino.

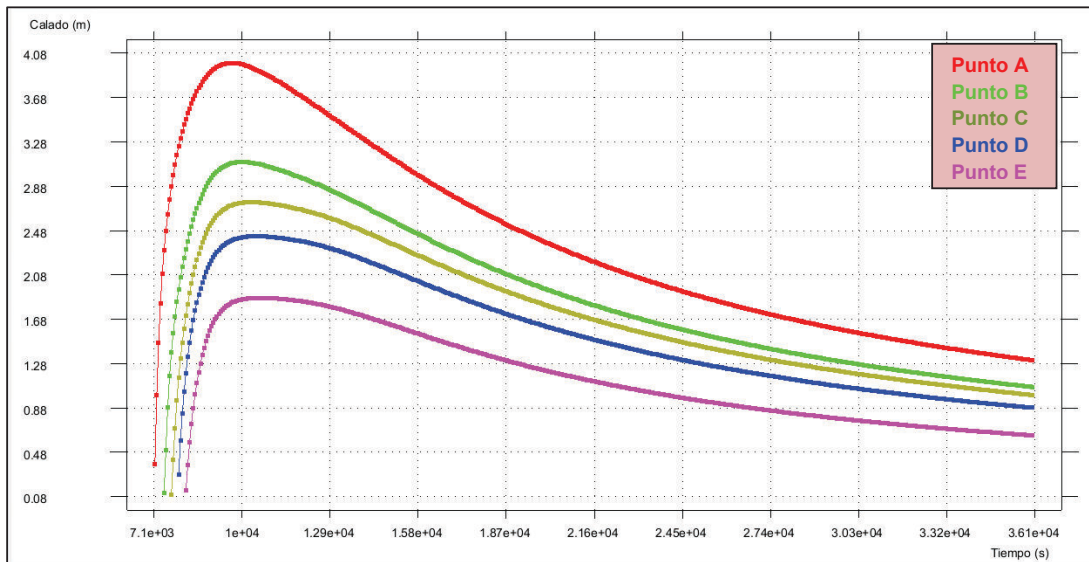
En los gráficos 6.4t y 6.4u, se enseñan las velocidades y calados de 5 puntos y la variación de estos en el tiempo de modelación. Cabe señalar que los puntos elegidos no corresponden a los cortes del gráfico 6.4m, ni tampoco representan las velocidades ni calados máximos.

GRÁFICO 6.4t
VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD PARA PUNTOS SELECCIONADOS



Elaborado: Angelo Palavecino.

GRÁFICO 6.4u
VARIACIÓN DEL CALADO PARA PUNTOS SELECCIONADOS



Elaborado: Angelo Palavecino.

En la gráfico 6.4v, se representa la vía Santa Ana con una línea de color amarillo, donde se puede evidenciar la afectación de la inundación en el trazado de la vía. A

continuación, en la tabla 6.4b, se presenta un resumen de los calados y velocidades máximas de las secciones donde la vía se ve afectada.

TABLA 6.4b.
SECCIONES TRANSVERSALES EN LA VÍA SANTA ANA.

Secciones	Calado máx. (m)	Velocidad máx. (m/s)
A	6.24	2.07
B	6.07	1.30
C	5.19	1.24
D	6.63	1.90

Fuente: Angelo Palavecino.

Los valores de la tabla 6.4b, reflejan el paso de la onda con niveles de agua y velocidades altos, sin duda, provocarían grandes daños a la vía que comunica las poblaciones cercanas, así como a las viviendas aledañas y a la población de Olmedo.

Las velocidades obtenidas tendrían un gran arrastre de material potencialmente peligroso, poniendo en riesgo la vida humana. A medida que avanza la onda y se aleja de la presa, la velocidad va disminuyendo, a no ser que la pendiente del cauce se incremente, pero no deja de ser preocupante, considerando que puede ser mayor la velocidad, recordando que la modelación se realiza con un valor del coeficiente de resistencia al flujo de 0.1274. Este valor de coeficiente pudiera ser menor, lo que incrementaría la velocidad o menor que disminuiría la velocidad pero aumentaría el calado, siempre considerando el caso más crítico.

GRÁFICO 6.4v
VÍA SANTA ANA AFECTADA POR LA INUNDACIÓN



Fuente: Angelo Palavecino.

Las casas en la gráfico 6.4w, están representadas de color amarillo, en la imagen se puede ver, que un número considerable de estas viviendas se verían afectadas por la onda de rotura, esto porque se encuentran en las zonas de inundación.

GRÁFICO 6.4w
CASAS AFECTADAS POR LA INUNDACIÓN



Fuente: Angelo Palavecino.

6.5 CONCLUSIONES DE LA MODELACIÓN EN IBER

- El tiempo de llegada del frente de onda a Olmedo, se estimó en aproximadamente 2h02min. Cabe mencionar que, la baja pendiente entre la presa Pescado y Olmedo, y sumada a la amplias llanuras de inundación de la zona, permiten que en el frente de onda producto de la rotura se produzcan pequeñas mitigaciones hasta la llegada a Olmedo, pero la zona de mayor afectación, como es de esperar, se encuentra en las cercanías de la presa, donde existen viviendas e instalaciones que sufrirían daños.
- El caudal pico registrado en el hidrograma es de 5048.24m³/s, para un tiempo de 33min (0.55h).
- En la descarga de la presa se produjo la velocidad máxima en la modelación, que corresponde a 12.06m/s.
- La vía Santa Ana, que es la principal vía de comunicación con Olmedo, también se ve comprometida en parte de su trazado.

Como se mencionó anteriormente, la población de Olmedo si se vería afectada por el flujo en el caso de falla. Además de Olmedo, también podrían ser afectadas inmediatamente poblaciones menores o viviendas que estén asentadas en el área de inundación próximas aguas abajo de la presa.

Es importante considerar que, el programa IBER básicamente calcula velocidades en el plano (xy) y calados. Además, de no considerar el tipo de material con el cual está o se construirá la presa para la modelación, considerando así, que los resultados son una aproximación de lo que se pudiese presentar en el fallo de la presa en estudio.

IBER, no considera el tipo de material con el cual está o estará construida la presa a modelar. El modelo no considera la erosión en el cuerpo de la presa, como

tampoco el tipo de esta sea homogénea o heterogénea, o si alguna pantalla o núcleo central.

También, se hace mención a lo expuesto por la Ing. Paula Gómez Sierra (Escuela de Ingeniería de Antioquia, Colombia), en un artículo de publicado en internet sobre la rotura de presas de tierra, donde hace mención a los coeficientes de seguridad que debieran aplicar a los resultados de las modelaciones, a continuación la referencia a dicho artículo: *“... Como resultado, algunos lineamientos sugieren emplear coeficientes de seguridad a los resultados obtenidos. En Francia por ejemplo, las profundidades de agua calculadas se incrementan en un 15% o al menos en 1 m, y los tiempos de inundación se reducen un 13%.”*

La variación de la velocidad en el plano XY, está en función de la dirección del cauce, por cuanto, la velocidad será claramente mayor a la que no sigue la trayectoria del río.

Se pueden presentar velocidades negativas, tanto en el eje X como en el Y, esto indica que ocurre recirculación de flujo.

6.6 SIMULACIÓN ROTURA DE PRESA DE TIERRA CON HEC-RAS

El programa HEC-RAS, es un modelo matemático unidimensional que permite ejecutar el análisis hidráulico del flujo de agua en lámina libre tanto en régimen permanente como en no permanente.

Para el análisis hidráulico en régimen permanente, HEC-RAS tiene la capacidad de realizar cálculos de los perfiles de la superficie del agua en flujo gradualmente variado. Perfiles de la superficie del agua en régimen subcrítico, supercrítico y mixto también pueden ser calculados.

HEC-RAS, para calcular el perfil de la lámina de agua en régimen no permanente, resuelve las ecuaciones de Saint Venant, compuesto por un sistema de derivadas

parciales constituido por las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento y la de continuidad.

6.6.1 MODELACIÓN EN HEC-RAS

En este apartado, no se presenta un guía sobre los pasos a seguir para la modelación en HEC-RAS, porque no es el motivo de este trabajo, pero se hará mención de algunos puntos considerables para la modelación.

Como se detalla en el subcapítulo 6.3.1, los datos proporcionados por la consultora son los mismos que se utilizaran para IBER y HEC-RAS.

En el gráfico 6.6.1, se presenta el trazado del río ingresado en HEC-RAS para la modelación.

**GRÁFICO 6.6.1
TRAZADO DEL RÍO PESCADO.**



Fuente: Angelo Palavecino.

Se debe calcular las dimensiones de la brecha para ser ingresados al programa, además, de otros datos (eje de la brecha, inclinación de taludes de la brecha, tiempo de inicio de la brecha, etc.).

Para establecer las condiciones de contorno se asigna aguas a arriba y aguas abajo. En las condiciones de agua abajo se define en Normal Depth se asigna el valor de la pendiente, en este caso 0.0035m/m.

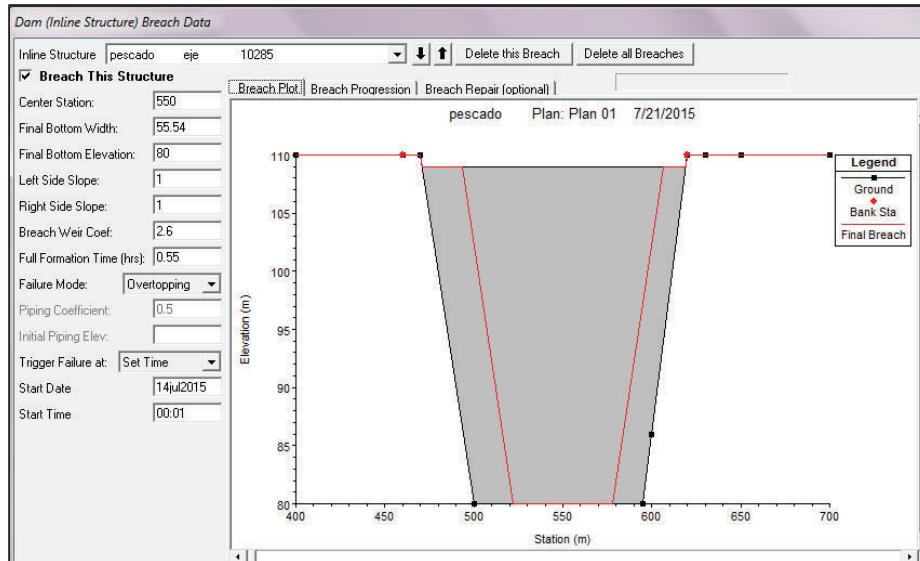
6.6.2 INGRESO DE DATOS DE LA PRESA Y DE LA BRECHA

Los datos que se ingresan corresponden a la presa son: ancho de la corona que es de 8.0m, las estaciones (valores de inicio y fin) donde se ubica la presa, además, se ingresa el valor de 109,0m, que corresponde a la cota de corona de la presa.

En el gráfico 6.6.2, se aprecia la ventana donde se ingresan los parámetros de la brecha para posteriormente ser modelada. Estos datos son:

- Eje de la brecha (estación): 550m
- Ancho de la brecha en la base: 55.54m
- Cota del fondo de la brecha: 80m
- Taludes de la brecha (izquierdo y derecho) 1:1

GRÁFICO 6.6.2 PANTALLA BREACH (PLAN DATA)



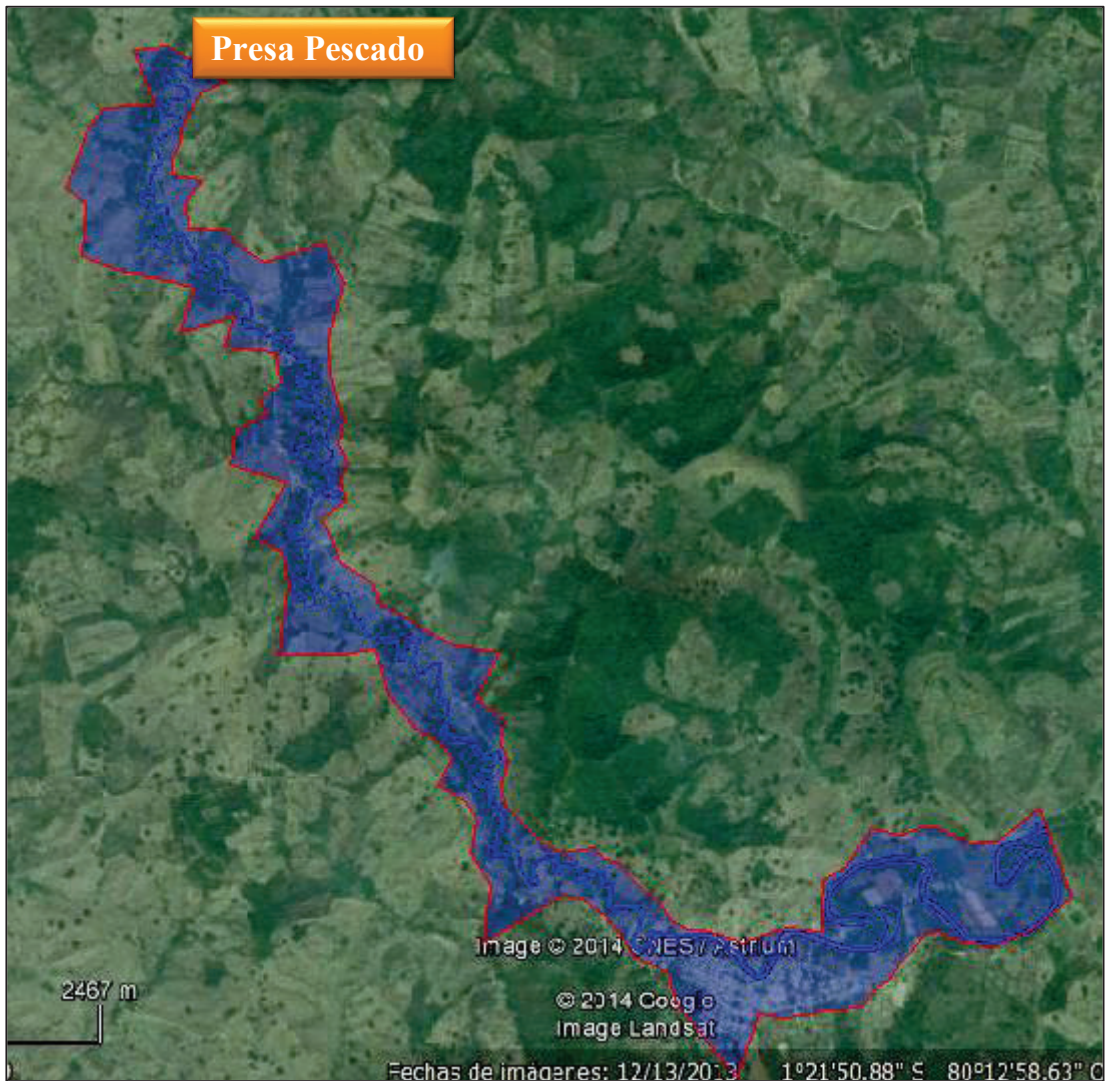
Elaborado: Angelo Palavecino.

La curva de progresión de la brecha, si no se ingresa ninguna curva de desarrollo, el programa automáticamente utiliza una progresión lineal. Esto significa que, las dimensiones de la brecha crecerán de forma lineal durante el tiempo hasta que se forme por completo la brecha. La otra opción es Sine Wave (curva Sinoidal), esta opción da una mayor estabilidad a la modelación, ya que la rotura se desarrolla de forma menos brusca que la forma lineal.

6.6.3 ZONA DE INUNDACIÓN EN HEC-RAS.

Por la geometría de un río de costa como es el río Pescado, los cuales tienen márgenes amplios y su desarrollo es sinuosa, además de poseer muchos meandros. Era de esperar que las llanuras de inundación fueran amplias, esto queda evidenciado en el gráfico 6.6.3. Las zonas de inundación abarcan grandes extensiones del trazado, como en IBER, la población de Olmedo también se verá afectada por esta inundación.

GRÁFICO 6.6.3
IMPLANTACIÓN DEL RÍO PESCADO Y LAS ZONAS DE INUNDACIÓN



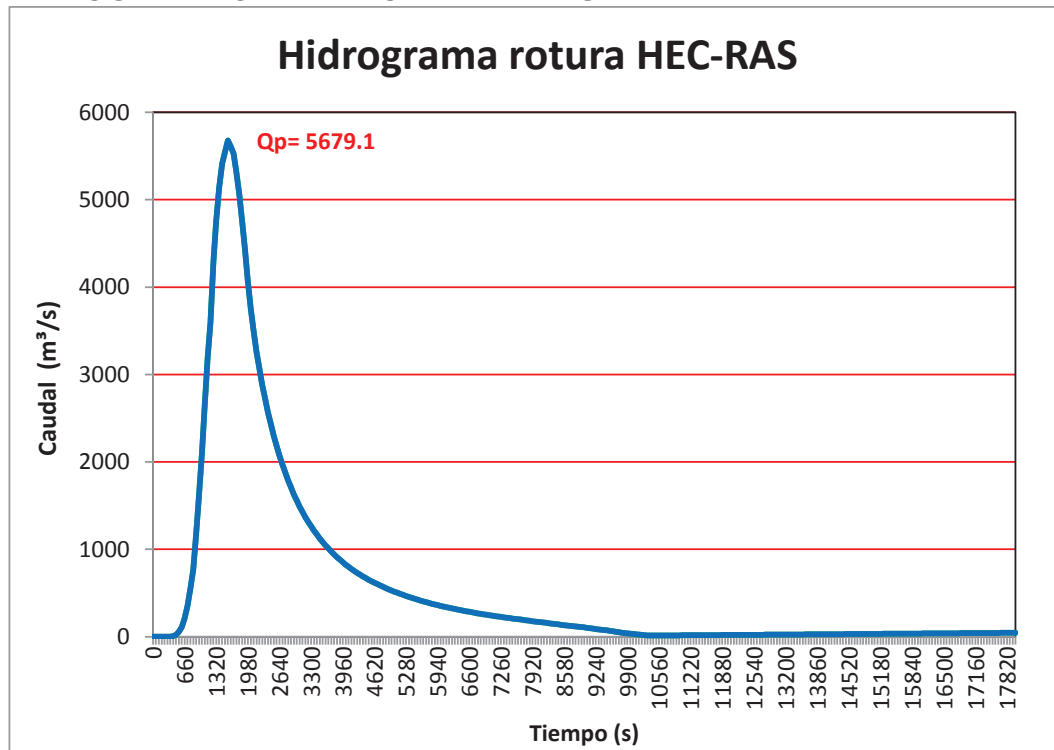
Elaborado: Angelo Palavecino.

Se puede obtener como conclusión que, las diferencias en las zonas de inundación se producen por los diferentes métodos de cálculo que emplea cada programa. HEC-RAS, trabaja bajo diferencias finitas que ejecuta su análisis sobre las secciones transversales perpendiculares al cauce, a diferencia de IBER que trabaja sobre volúmenes finitos, cuyo análisis se desarrolla en mallas de cálculo (RTIN) que se adecúa de una forma más precisa a la topografía de estudio.

6.7 HIDROGRAMAS OBTENIDOS EN HEC-RAS E IBER

El tiempo de rotura para ambas modelaciones fue de 0.55h (33 minutos). En el primer caso, el caudal pico obtenido en HEC-RAS producto de la rotura de la presa Pescado es de $5679.10 \text{ m}^3/\text{s}$ y el tiempo en que alcanza este pico es de 26 minutos, esto es 7 minutos antes que se produzca el tiempo final de la formación de la brecha. Este hidrograma se presenta a continuación en el grafico 6.7a.

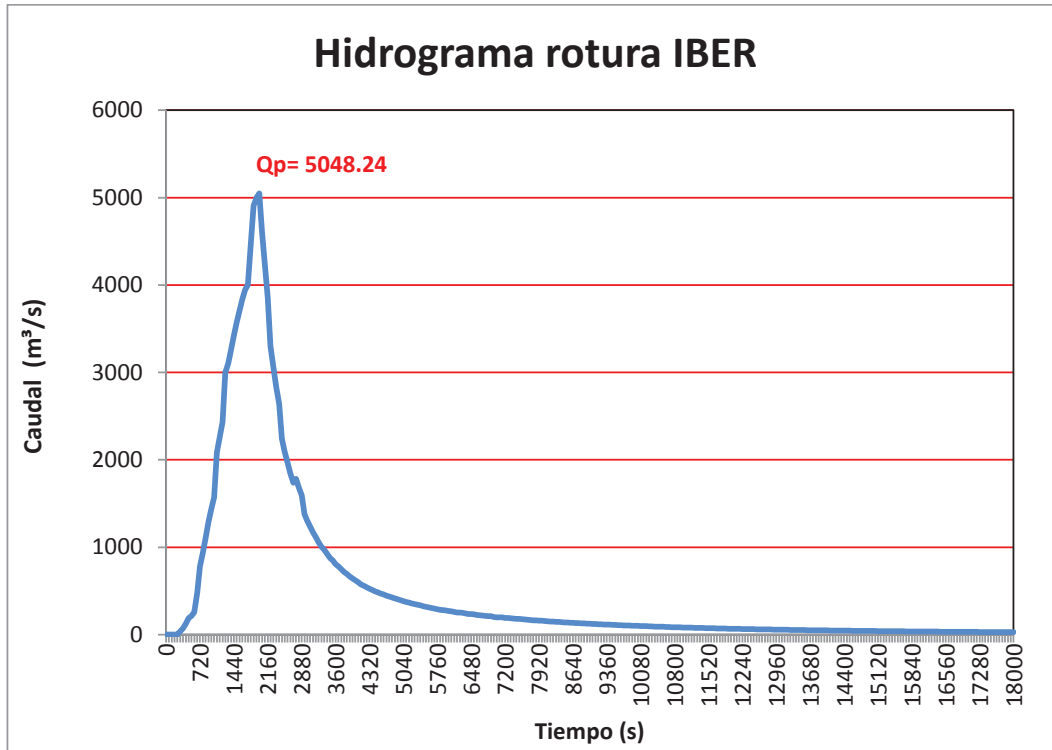
GRÁFICO 6.7a
HIDROGRAMA GENERADO EN HEC-RAS.



Elaborado: Angelo Palavecino.

El caudal pico obtenido producto de la rotura para el segundo caso IBER es de $5048.24 \text{ m}^3/\text{s}$. El tiempo que alcanza el caudal pico es 33 minutos, que coincide con el tiempo total de la formación de la brecha. Este hidrograma se presenta a continuación en el grafico 6.7b.

GRÁFICO 6.7b
HIDROGRAMA GENERADO EN IBER.



Elaborado: Angelo Palavecino.

“Generalmente los modelos unidimensionales sobreestiman la velocidad del frente de onda, mientras que los bidimensionales la subestiman”, (Soares y Alcrudo, 1998). Razón por la cual, se asocia que HEC-RAS genera un mayor caudal en el hidrograma e IBER genera un caudal menor.

La forma de los hidrogramas generados por los dos programas utilizados en la modelación son similares, pero se presentan diferencias en el caudal pico y en el tiempo que alcanza este caudal. La diferencia entre los caudales picos es de 630.86 m³/s, que corresponde porcentualmente a 12.50% por sobre el caudal pico de IBER y un tiempo de diferencia al caudal pico de 7 minutos.

Es importante recordar que los parámetros que influyen directamente en el tiempo y dimensiones de la brecha son el volumen y altura del embalse. Considerando lo

anterior, se puede confirmar que el tiempo total de formación de la brecha es menor, mientras mayor sea la altura y menor el volumen del embalse.

En la tabla 6.7, se presentan los caudales pico calculados según las ecuaciones descritas en la tabla 4.3.1.

**TABLA 6.7
CAUDALES PICO APROXIMADOS**

AUTOR	ECUACIÓN	Qp (m ³ /s)
Kirkpatrick	$Q_p = 1.268(h_w + 3)^{2.5}$	5892,35
SCS	$Q_p = 16.6(h_w)^{1.85}$	8424,50
Hagen	$Q_p = 0.54(S \cdot h_d)^{0.5}$	9649,09
Reclamation	$Q_p = 19.1(h_w)^{1.85}$	9693,26
Singh and Snorrason	$Q_p = 1.776(S)^{0.47}$	3623,12
	$Q_p = 13.4(h_d)^{1.89}$	7781,03
MacDonald & Langridge- Monopolis	$Q_p = 3.85(V_w \cdot h_w)^{0.411}$	12041,51
	$Q_p = 1.154(V_w \cdot h_w)^{0.412}$	3680,70
Costa	$Q_p = 0.981(S \cdot h_d)^{0.42}$	3659,54
Evans	$Q_p = 0.72(V_w)^{0.53}$	3885,79
Froehlich	$Q_p = 0.607(V_w^{0.295} \cdot h_w^{1.24})$	4719,43

Elaborado: Angelo Palavecino.

Los valores obtenidos de las ecuaciones para caudal pico son resultados aproximados de los caudales máximos que pudiesen darse en el fallo de una presa. Se debe considerar que algunos caudales punta, que fueron utilizados para el desarrollo de las ecuaciones empíricas, fueron evaluados a una considerable distancia aguas abajo de la presa. Además, También se han obtenidos ecuaciones producto de simulaciones físicas y numéricas.

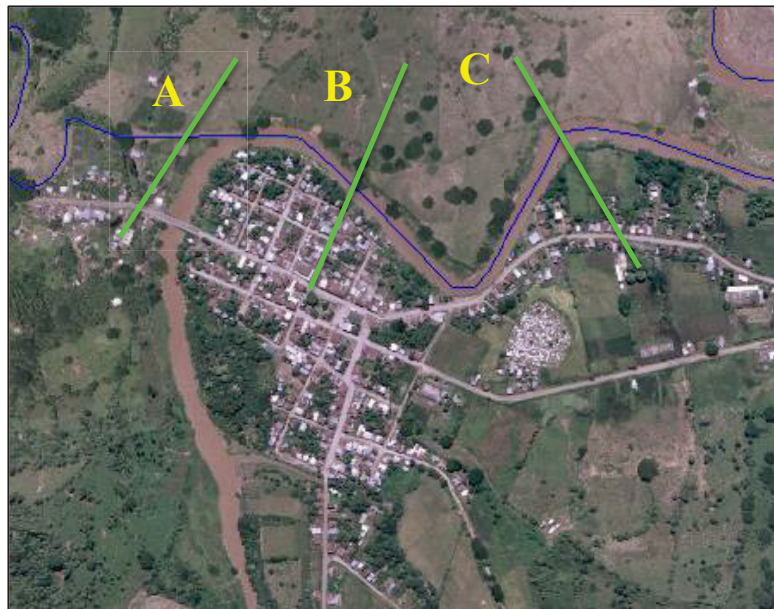
Los caudales pico obtenidos con las modelaciones, tanto en IBER como en HEC RAS, se diferencian de los valores de los caudales picos calculados en la tabla 6.7. Esto, como se ha mencionado anteriormente, ocurre porque los modelos matemáticos y las ecuaciones empíricas son aproximaciones del caudal que se produce en una rotura de presa. Por lo tanto, se debe considerar estos valores como datos referenciales que permitan tener un rango de caudales en la eventualidad de una falla.

6.8 MODELACIÓN EN FLUJO PERMANENTE

Se modelo para régimen permanente en HEC-RAS, esta modelación se realizó para un caudal de 5048.24 m³/s, que corresponde al caudal pico generado en IBER.

En el gráfico 6.8, se pueden ver el núcleo poblado de Olmedo, donde se eligen 3 secciones, donde se comparan los resultados entre IBER y HEC-RAS.

GRÁFICO 6.8
SECCIÓN DEL NÚCLEO POBLADO OLMEDO



Elaborado: Angelo Palavecino.

En la tabla 6.8, se muestran los valores obtenidos de velocidades y calados en cada uno de los programas utilizados.

**TABLA 6.8
COMPARACIÓN ENTRE HEC-RAS E IBER.**

	HEC-RAS	IBER
SECCIONES	Velocidad	
	m/s	m/s
A	1.83	2.20
B	0.75	1.89
C	1.69	1.85
	Calado	
	m	m
A	7.14	7.74
B	6.44	5.67
C	5.77	7.41

Elaborado: Angelo Palavecino.

La comparación realizada en la tabla 6.8, se realiza bajo la base que HEC-RAS da los valores medios, tanto en calado como en velocidad para cada sección transversal, en IBER, se puede conocer la velocidad o calado máximos en cada punto (elemento de 3 o 4 lados) en el plano xy. Por lo cual, la comparación de las variables es una aproximación en base a los resultados obtenidos de cada programa. Además, se debe considerar que la comparación fue en secciones aproximadas (ubicación).

El resultado de la modelación con HEC-RAS, se desarrolla considerando una pendiente dada (0.0035), que se asume constante en todo el tramo a modelar. Esto, implica que pueden presentarse pendiente menores o mayores que pudieran hacer variar los valores y que no son considerados en la modelación.

También se puede aducir que las diferencias se producen por los diferentes métodos de cálculo que emplea cada programa. HEC-RAS, trabaja bajo diferencias finitas que ejecuta su análisis sobre las secciones transversales del cauce, a diferencia de IBER que trabaja sobre volúmenes finitos, cuyo análisis se desarrolla

en mallas de cálculo (malla de triángulos irregulares) que se adecúa de una forma más precisa a la topografía de estudio.

6.9 MODELACIONES DE CRECIDAS

Las crecidas e inundaciones, ocasionan muchas pérdidas (vidas, económicas, etc.) y daños, tanto ambientales como a inmuebles. Las crecidas son eventos hidrológicos con ocurrencia no determinada en el tiempo, se presentan como el aumento del nivel del agua hasta desbordar los niveles normales de un cauce, inundando zonas que normalmente se encuentran sobre el nivel del agua.

En los siguientes apartados, se muestran los calados y velocidades máximas obtenidas para las diferentes crecidas en los ríos Pescado y Guineal, los mismos que confluyen formando el río Puca, que pasan junto a Olmedo. También, se realizan secciones en las cuales las crecidas afectan a la vía Santa Ana.

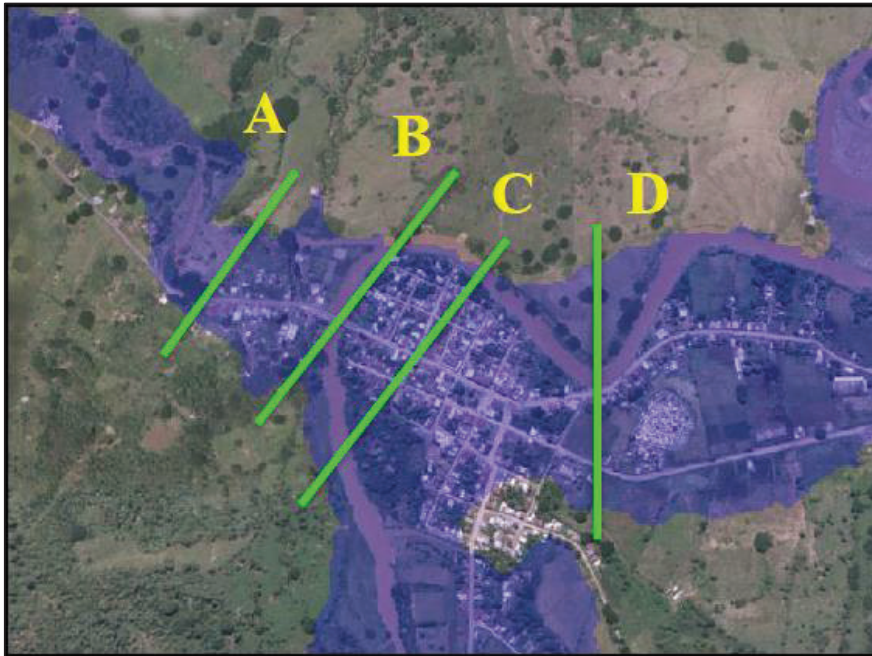
6.9.1 MODELACIÓN DE CRECIDA N° 1

A continuación se presenta los caudales, que fueron utilizados para la modelación en flujo permanente:

- $Q_{\text{ríopescado}} = 107 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{ríoguineal}} = 484 \text{ m}^3/\text{s}$

En el grafico 6.9.1, se presentan el sitio donde se realizaron los cortes transversales.

GRÁFICO 6.9.1a
SECCIÓN DEL POBLADO OLMEDO



Elaborado: Angelo Palavecino.

En la tabla 6.9.1, se muestran los calados y velocidades máximos de cada sección transversal ilustradas en el grafico anterior.

TABLA 6.9.1.
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO

Secciones	Calado máx. (m)	Velocidad máx. (m/s)
A	2.70	0.28
B	2.79	0.30
C	2.87	0.59
D	1.16	0.91

Elaborado: Angelo Palavecino.

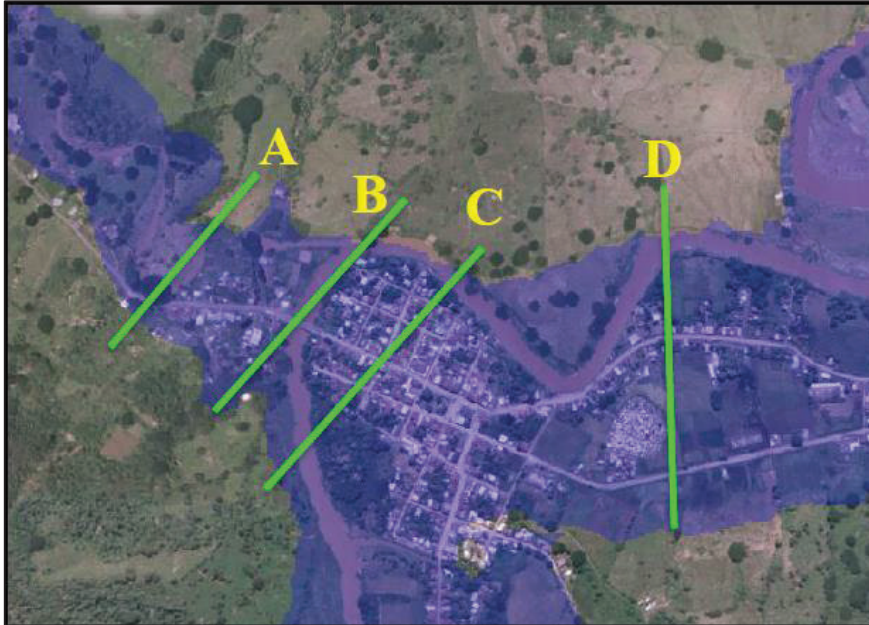
6.9.2 MODELACIÓN DE CRECIDA N° 2

A continuación se presenta los caudales, que fueron utilizados para la modelación en flujo permanente:

- Q río pescado = $107\text{m}^3/\text{s}$
- Q río guineal = $1608\text{m}^3/\text{s}$

En el gráfico 6.9.2, se presentan el sitio donde se realizaron los cortes transversales.

GRÁFICO 6.9.2a
SECCIÓN DEL POBLADO OLMEDO



Elaborado: Angelo Palavecino.

En la tabla 6.9.2, se muestran los calados y velocidades máximos de cada sección transversal ilustradas en el gráfico anterior.

TABLA 6.9.2.
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO.

Secciones	Calado máx. (m)	Velocidad máx. (m/s)
A	4.45	0.50
B	4.37	0.80
C	4.29	0.95
D	2.53	1.35

Elaborado: Angelo Palavecino

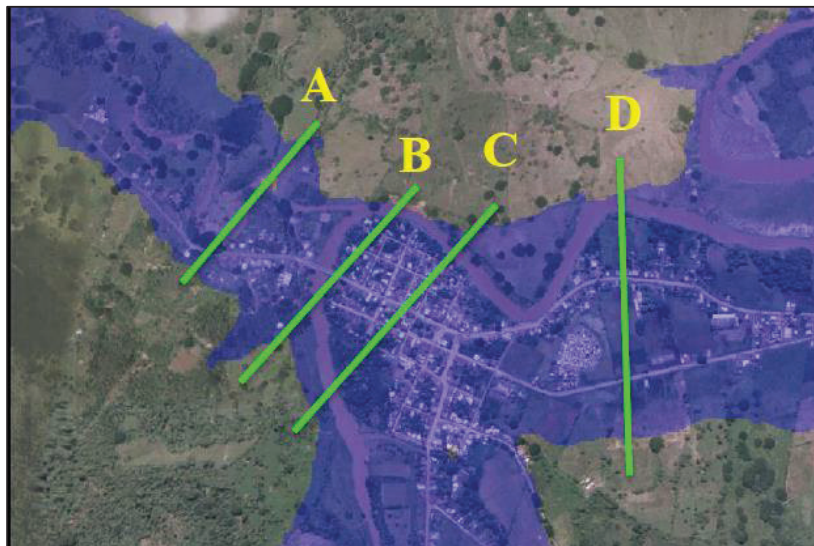
6.9.3 MODELACIÓN DE CRECIDA N° 3

A continuación se presenta los caudales, que fueron utilizados para la modelación en flujo permanente:

- Q ríoescado= $5048\text{m}^3/\text{s}$
- Q ríoquineal= $867\text{m}^3/\text{s}$

En el grafico 6.9.3, se presentan el sitio donde se realizaron los cortes transversales.

GRÁFICO 6.9.3a
SECCIÓN DEL POBLADO OLMEDO



Elaborado: Angelo Palavecino.

En la tabla 6.9.3, se muestran los calados y velocidades máximos de cada sección transversal ilustradas en el grafico anterior.

TABLA 6.9.3.
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO

Secciones	Calado máx. (m)	Velocidad máx. (m/s)
A	9.32	2.45
B	8.33	2.05
C	7.80	1.93
D	5.65	2.03

Elaborado: Angelo Palavecino

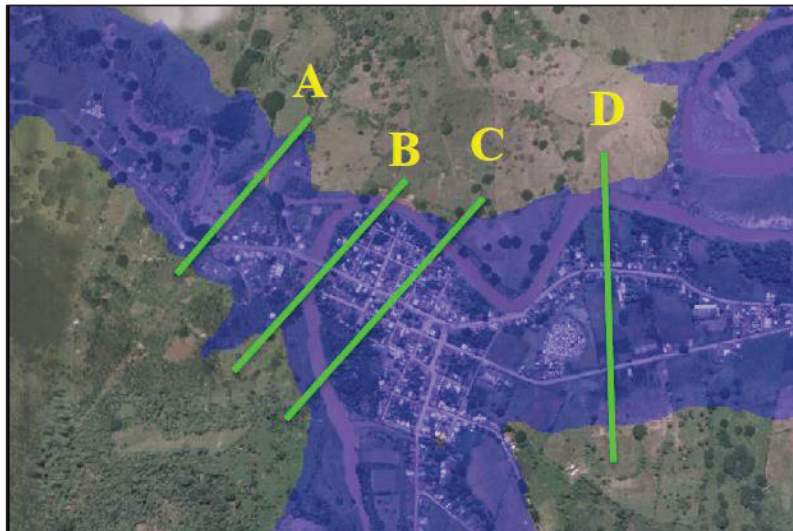
6.9.4 MODELACIÓN DE CRECIDA N° 4

A continuación se presenta los caudales, que fueron utilizados para la modelación en flujo permanente:

- Q ríoescado= 360m³/s
- Q ríoquineal= 1608m³/s

En el grafico 6.9.4, se presentan el sitio donde se realizaron los cortes trasversales.

GRÁFICO 6.9.4a
SECCIÓN DEL POBLADO OLMEDO



Elaborado: Angelo Palavecino.

En la tabla 6.9.4, se muestran los calados y velocidades máximos de cada sección transversal ilustradas en el grafico anterior.

TABLA 6.9.4.
SECCIONES TRANSVERSALES OLMEDO

Secciones	Calado máx. (m)	Velocidad máx. (m/s)
A	4.80	0.55
B	4.60	0.90
C	4.76	1.00
D	2.87	1.50

Elaborado: Angelo Palavecino

El caso N° 3, es el más crítico donde coincide el caudal pico de la rotura de la presa y la crecida en el rio Guineal. Los valores claramente presentarían un riesgo para la población, por lo que se debería considerar planes de contingencia y obras de mitigación para estos eventos, que aunque pusiesen ocurrir, debería coincidir la falla y la crecida en la misma fecha.

6.10 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

En este capítulo, se hace mención a la generalidad del proyecto, donde se describe la problemática que se presenta en Olmedo y sus viviendas aledañas, así como el objetivo del proyecto que es el aprovechamiento (almacenamiento) del agua en tiempo de lluvia para posteriormente poder dar un suministro constante de agua potable a la población, además de impulsar la productividad de la zonas con agua para riego.

Asimismo, se explicó un poco de tipo de procesamiento que se le da a la información topográfica disponible, como se mencionó el trato es diferente en IBER, donde se genera una malla para el cálculo a diferencia de HEC-RAS que se necesita obtener secciones del cauce del rio para posteriormente ser importadas al programa.

Otro punto tratado es lo concerniente al coeficiente de resistencia al flujo, en el cual se obtiene un valor en función de diferentes parámetros que se puedan estimar en el trazado del río y que afectaría los valores que se necesitan para obtener un valor lo más preciso y que fue el utilizado para las modelaciones.

Se presentan en los últimos subcapítulos los mapas de inundación producto de la modelación (IBER / HEC-RAS) para la falla en la presa. Además, se presenta una comparación en flujo permanente, modelado en base al máximo caudal generado en IBER para la falla, donde se comparan los calados y velocidades en 3 secciones.

Finalmente, en el subcapítulo 6.9, se presentan las tablas con los resultados (velocidades y calados máximos) de crecidas en los ríos Pescado y Guineal, los que se unen formando el río Puca. En este subcapítulo, se ilustran los cortes de 4 secciones en Olmedo, donde se puede apreciar las secciones.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

7.1.1 CONCLUSIONES DE LAS MODELACIONES DE LA PRESA PESCAO

- La forma de los hidrogramas generados por los dos programas utilizados en la modelación son similares, pero se presentan diferencias en el caudal pico y en el tiempo que alcanza este caudal. La diferencia entre los caudales picos corresponde porcentualmente a 12.50% por sobre el caudal pico de IBER y un tiempo de diferencia al caudal pico de 7 minutos.

- Se estimó en cerca de 2h02min, el tiempo de llegada del frente de onda a Olmedo. Este dato se debe considerar como un lapso de tiempo, en el cual se debe actuar alertando a la población y tomar las medidas necesarias para resguardar la integridad de las personas.

Los tiempos de la propagación de onda en diferentes puntos de interés, proporcionan datos importantes en la planificación de sistemas de alertas tempranas y de evacuación. Pero teniendo en cuenta que estos tiempos son aproximaciones que deben ser analizadas y no considerar sus valores como absolutos, contemplando siempre márgenes de seguridad.

- El tiempo requerido de simulación en HEC-RAS para analizar la falla de la presa y poder obtener el hidrograma, fue considerablemente menor que el tiempo demandado por IBER. Con HEC-RAS el tiempo de cálculo fue de alrededor de 2 minutos, en cambio con IBER el tiempo fue cercano a 12 horas, este tiempo se incrementa por el tamaño y calidad de la malla a calcular, como también por el volumen del embalse.

La diferencia en los tiempos de análisis reside en la forma que IBER realiza el cálculo de las ecuaciones de la conservación de la masa y cantidad de movimiento, este análisis lo realiza por el método de volúmenes finitos, que integra las ecuaciones diferenciales para cada celda constitutiva de la malla, estas integraciones son la causa por lo cual el tiempo es mucho mayor al necesitado por HEC-RAS.

- Al analizar los gráficos del avance de la onda, se pueden apreciar que los valores de calados y velocidades van disminuyendo a medida que transcurre el tiempo. Pero aun así son valores que se deben considerar en planes de emergencia, tomando en cuenta los tiempos y valores que se presentan en los gráficos. Para 9000s (2:30h), se pueden apreciar en ciertos lugares calados de 7m y velocidades máximas en el rango de 2,0 a 2.5m/s. Teniendo en cuenta también que la velocidad puede incrementarse, al disminuir el coeficiente de resistencia al flujo, que, para este caso se utilizó el valor de 0.1274.
- El coeficiente de resistencia al flujo, es un dato de mucha importancia en una modelación, como se indicó en el punto anterior, se manifiesta la importancia en las variaciones de las velocidades y calados. Los valores pueden incrementarse o disminuir, reflejándose en zonas más amplias de inundación, también en velocidades mayores que reduciría el tiempo propagación de la onda o la disminución en estos.

Como se detalla en el punto 6.2.2, el valor fue estimado según las características morfológicas y geométricas del cauce. Siempre se recomienda recurrir a la literatura técnica y/o información disponible, que proporcionen una guía para la estimación de un valor.

- En la comparación entre los resultados de la modelación con IBER / HECRAS, se puede observar que los valores de IBER son mayores en calado y velocidad en comparación con HEC-RAS. Esto se puede explicar al considerar que IBER representa un punto que refleja los valores máximos, a diferencia de HEC-RAS que presenta el valor medio en esa sección, que aunque sean valores menores

en comparación con los de IBER, igual son valores altos que no se pueden obviar.

7.1.2 CONCLUSIONES IBER / HECRAS

- El modelo numérico IBER, no considera la erosión en el cuerpo de la presa, como tampoco el tipo, sea esta homogénea o heterogénea. Asimismo, no considera el tipo de material con el cual está construida la presa a modelar.
- En flujos bidimensionales, la literatura recomienda el uso de programas bidimensionales que es el que mejor se ajusta a este tipo de flujo en comparación con uno unidireccional. IBER, por su método de análisis, que lo realiza sobre volúmenes finitos permite que el agua fluya en función de la superficie de estudio (malla), que se encuentra interconectada, permitiendo tener una mejor apreciación del fenómeno bidireccional que se produce en la falla de una presa de tierra, obteniendo zonas de inundaciones más amplias no estando limitadas a secciones transversales.

IBER, considera las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal. Estas variaciones son la velocidad y el calado, estas en vertical son promediadas y se con

Nota: para protegerse de virus, los programas de correo electrónico pueden impedir el envío o recepción de ciertos archivos adjuntos. Consulte la configuración de seguridad del programa.

- sideran como un valor único para cada nodo de la malla. Además, los resultados de IBER, permiten delimitar con más de precisión las zonas potencialmente peligrosas y tomar las acciones para establecer un plan de contingencia, con la finalidad de resguardar a la población.
- Para efectuar el análisis HEC-RAS considera la perpendicularidad del flujo entre secciones, además, de calado y velocidad constante en cada sección. En el caso de una rotura de presa, estas consideraciones no se ajustan a la realidad, puesto que un río es sinuoso en su configuración, presentando meandros que difieren de la consideración de un flujo perpendicular entre secciones.

En este sentido, IBER realiza su análisis en cada celda (nodo), que se encuentra conectada a otras celdas (malla), permitiendo obtener valores independientes (calados y velocidades) en cada celda y para cada instante de tiempo.

- En método de cálculo en HEC-RAS se realiza por etapas, realizando el balance de energía en una sección transversal y continúa con la siguiente, se considera el tirante crítico, si se produjese un problema de convergencia en alguna sección. En IBER, se requiere la resolución de las ecuaciones diferenciales, por medio del método de volúmenes finitos, que proporcionan más exactitud y un alto nivel de detalle, que resuelve las ecuaciones en números finitos de puntos (malla). Cuando los valores de las variables (calados y velocidad plano xy) son encontrados, los demás valores en otros puntos pueden ser encontrados por interpolación.
- Los problemas de inestabilidad que presentan en HEC-RAS, se deben principalmente a que la geometría de la zona de estudio presentaba cambios bruscos de sección, haciendo que no fuera posible encontrar una adecuada solución de las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento y de continuidad por el método de Preissmann, (Blade, Sánchez, Niñerola y Gómez, 2009). A pesar que se modificaron los parámetros de Local Partial Inertia, como lo recomienda la literatura técnica.
- También IBER permite el análisis simultáneo en los cambios de regímenes subcríticos y supercríticos que se presentan de forma alternativa, esto por posibilidad de ocurrencia de resaltos hidráulicos u ondas cruzadas cuando se pasa de régimen supercrítico a subcrítico. Esta es otra de las diferencias con los modelos unidimensionales, que radica en la estabilidad en estos cambios de regímenes, donde el algoritmo de cálculo se torna inestable y las derivadas se vuelven complejas y largas. Como otra medida para minimizar los problemas de estabilidad en HEC-RAS, la simulación se hizo para flujo mixto con el objetivo de minimizar el problema que se presenta por cambio de régimen. Además, de hacer ajustes en los parámetros en Unsteady Computation Options and Tolerances para también dar estabilidad en la modelación.

- La condición CFL (Courant) establece una restricción en el paso de tiempo utilizado por el programa para realizar la integración temporal de las ecuaciones. El valor del CFL siempre debe ser menor a 1, esto para evitar problemas de convergencia e inestabilidad numérica. Además IBER tienen otro parámetro para controlar tiempo de resolución de las ecuaciones, este parámetro es incremento de tiempo máximo, para esta modelación se utilizó el valor de 1s. Para la integración temporalmente de las ecuaciones, IBER trabaja con el valor mínimo de los parámetros antes señalados.
- Las limitaciones de IBER se relacionan a la calidad de la información topografía a utilizar y al tiempo de cálculo. La topografía es fundamental en la modelación, puesto que los resultados estarán en función de este dato y debe ser lo más ajustado posible a lo real. En el caso del tiempo de cálculo que está estrictamente ligado a la discretización de la malla, sea esta fina o gruesa, donde se requiere de un gran tiempo de cálculo si la malla es fina, que conlleva a un costo computacional alto.
- IBER, permite trabajar sobre una superficie, lo que facilita el trabajo y evitar seleccionar secciones transversales e ingresarlas para una posterior modelación. Emplea esquemas numéricos robustos, tiene un entorno amigable en preproceso y posproceso. Asimismo, IBER posee además del módulo hidrodinámico, dos módulos: de turbulencia y de transporte de sedimentos (carga de fondo y en suspensión). Considerando también, que se encuentra en continuo desarrollo y mejoras permitiendo incorporar nuevas funciones.
- Como conclusión final se puede acotar que, los resultados de la modelación de IBER se asemeja más a lo que pudiese para en la falla de una presa, esto por cuanto la modelación unidimensional presenta limitaciones en la modelación de rotura de presas, donde el flujo es evidentemente bidimensional y por las simplificaciones que se deben realizar en la modelación unidireccional. Con esto, no se quiere menospreciar el modelo HEC-RAS, el cual tiene una enorme

capacidad para la modelación, pero en casos donde el flujo es unidimensional, donde se desempeña eficientemente.

7.1.3 PRESAS

- En Ecuador, no existe una clasificación de los niveles de seguridad en presas, quizás por falta de antecedentes previos de rotura de presa, salvo el recordado caso de La Josefina, que al no ser una presa construida por el hombre, dejó en evidencia la falta de planes de emergencia, y dejó en claro que no existen medidas de acción ante un evento como este. Por lo cual, se debe trabajar en este tema, donde tiene que prevalecer los parámetros para establecer medidas de mantenimiento y un correcto monitoreo de las presas existentes.
- Si bien las roturas de presas no son comunes, si ocurren. El problema radica en determinar la posible ocurrencia del evento y los efectos que resulten de esto, sobre todo las pérdidas potenciales de vidas humanas, el impacto económico y ambiental.
- Se debe considerar que los daños provocados en una rotura de presa está en función muchos factores, como es la ubicación aguas abajo de las poblaciones, eficiencia del plan de emergencia en el caso del evento, volumen del agua desembalsada, altura de la corona de la presa, zonas de inundación previstas y su afectación. Estos obliga a realizar estudios para determinar las zonas o planicies de inundación a través de modelación computacionales aprovechando las herramientas disponibles.

7.2 RECOMENDACIONES

- El tipo de información para procesar debe ser de calidad, cualquiera que sea el programa a utilizar, porque en base a esta información se llevan a cabo las modelaciones y los resultados son en parte el reflejo de esta información.

No se puede hablar de características mínimas en la superficie (topografía) necesaria para generar la malla de cálculo, pero si deben representar de la mejor manera a la zona de interés, con la mayor precisión dentro de lo posible. La calidad de esta información está en función de la importancia del estudio y los recursos económicos disponibles.

- Para ríos de llanura sinuosos donde existen muchos meandros, secciones irregulares y planicies de inundación amplias, se recomienda la utilización de un programa de análisis bidimensional, en este caso IBER. Esto, porque la dirección del flujo deja de ser perpendicular al eje del río y se desplaza en dos componentes horizontal. Además, que en el análisis unidimensional la velocidad considerada es una velocidad media de la sección y en el análisis bidimensional la velocidad deja de ser uniforme, ya que toma en consideración el desplazamiento en una superficie y no la perpendicularidad de una sección transversal.
- Las modelaciones de rotura de presa ayudan proporcionan posibles zonas de inundación, pero hay que comprender que son aproximaciones de lo que pudiese ocurrir en el caso de rotura. Toda la información obtenida de los programas debe ser analizada y contemplar un margen de seguridad en zonas de inundación.
- La ocurrencia de falla en presas, hoy en día, es de poca probabilidad debido a la actualización de conocimientos y nuevas técnicas de construcciones, pero aun así se debe contemplar en lugares donde no existan registros hidrológicos históricos, ya que los desagües de fondo, compuertas o vertederos de excesos estén subdimensionados y no puedan evacuar la crecida u oleaje que se pueden producir por muchos factores.
- Se deben diseñar planes de emergencia para toda presa que estén construidas o se construyan. Estos planes, contemplan la planificación y organización de los recursos disponibles, protección de la población, sistemas de alerta

temprana que permita a los organismos y a la población tomar las medidas correspondiente. El objetivo principal de todo plan es salvaguardar a la población. Además, estos planes se deben desarrollar conjuntamente con la población a través de capacitación e información en el caso de aviso de alguna eventualidad en la presa.

- Otro punto que se debería estudiar es la creación de un registro en base a estudio de las condiciones actuales de las presas construidas en Ecuador, ampliando este estudio a obras hidráulicas que estén diseñadas para contener inundaciones o almacenamiento de agua. Del resultado de este registro se deben sacar conclusiones para elaborar una guía de riesgos inherentes a fallas en obras hidráulicas, además de observaciones a las obras existentes.
- En toda obra civil, se tiene que llevar a cabo planes de supervisión y mantenimiento permanentes de las obras, sobretodo en presas que es el caso de nuestro estudio, donde una falla puede ocasionar pérdidas humanas y daños incalculables.
- Se deben diseñar mapas de inundaciones, ya sean estas producidas por eventos (lluvias) o por una rotura de presa. Para lo cual, se deben tener registros históricos de eventos producidos, además, se debe desarrollar un ordenamiento territorial según las conclusiones de los estudios realizados.

BIBLIOGRAFÍA

LIBROS

- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., Dolz, J., Coll, A. (2014). "Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos". Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol.30(1) pp.1-10.
- C. Fernández (2011), Tesis: Modelización de la ruptura de una balsa de laminación y análisis según el esquema de Cálculo. 711-Tes-Ca-5448, Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.
- A. Cuervo M. (2012), Tesis: Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos, Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña..
- P. Novak, A. I. B. Moffat, C. Nalluri y R. Narayanan (2007), Hydraulic Structures, 4ª edición, Abingdon, Ed. Taylor & Francis Group.
- T. L. Wahl (1998), Water Resources Research Laboratory, Prediction of Embankment Dam Breach Parameters, Bureau of Reclamation.
- V.T.Chow (1994), Hidráulica de canales abiertos, Bogotá, Ed. McGraw Hill.
- A. Ahedo, E. Sánchez (2003), Tesis: Estabilidad de taludes en presas de tierra y enrocamiento, México D.F., Instituto Politécnico Nacional.
- E. Reynay S. Reyna, Tesis: Modelos analíticos y numéricos para la determinación de infiltración en presas de material suelto. Análisis de su uso y sensibilidad, Córdoba, Universidad Nacional de Córdoba.
- R. Marsal, D. Resendiz (1975), Presas de tierra y enrocamiento, Naucalpan, Ed. Victoria Litográfica S. A.
- E. Martínez, P. Batanero, I. Martínez y E. González (2007), Diseño de pequeñas presas (traducción de la 3ª edición americana - bureau of reclamation), Ed. Bellisco.
- E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez (2004), Mecánica de suelos Tomo II, México D.F., Ed. Limusa.
- H. Márquez Gómez (2009), Tesis: Análisis de rotura de la presa Ing. Carpóforo Olivares Soza – Pao la balsa Estado de Cojedes estimación de la llanura de inundación, Caracas, Universidad Católica Andrés Bello.
- F. Gaibor (2012), Tesis: Estudio del flujo generado por la ruptura de un dique a causa de infiltraciones, Quito, Universidad Central del Ecuador.
- A. Sagraera (2010), Tesis: Análisis de los criterios de clasificación de balsas de riego, Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.

- Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas (1996), Guía Técnica, Clasificación de presas en función del riesgo potencial, España, Ministerio de Medio Ambiente.

APUNTES

- IBER. Manual básico de usuario, 23.05.2012, España.
- Instituto Flumen (Universitat Politècnica de Catalunya, UPC).
- Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (Universidade da Coruña, UdC).
- Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).
- B. Cerna, I. Ruiz y L. Rojas, Diseño de presas de tierra.pdf, Universidad de San Pedro.
- Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX).
- Pequeñas presas de tierra.pdf
- O. García, L. García, G. González, A. Méndez y M. Pichardo, Practica No. 3: Presas de Tierra – Obras hidráulicas, UNAM.
- J. Suarez, Propiedades materiales de suelo.pdf, Universidad Industrial De Santander, Colombia.
- Tony L. Wahl (1998), Water Resources Research Laboratory, Prediction of Embankment Dam Breach Parameters, Bureau of Reclamation.
- L. G. Castillo E (1998), Ancho de brecha y tiempo equivalente para el cálculo del caudal pico de rotura de presa, XVIII congreso latinoamericano de hidráulica.
- F. Alonso, G. Peuser, J. Bertoni y S. Menajovsky (2010), Estimación de relaciones paramétricas para brechas en rotura de presas de tipo CFRD, VI Congreso argentino de presas y aprovechamientos hidroeléctricos.
- R. Orozco y M. Berezowsky (2000), Brechas en bordos de arcilla formadas por desbordamiento, Ingeniería del agua Vol. 7.
- H. Rubio, E. Martínez y A. Meza (2012), Evaluación de la longitud de peligro por rompimiento de bordos de almacenamiento, XXII Congreso nacional de hidráulica Acapulco, Guerrero, México.
- Apuntes curso: Especialista universitario en diseño Hidrológico e Hidráulico Con Hec-Hms, Hec-Ras e Iber (11 marzo – 31 mayo 2013), Centro de formación continua, Universidad de Almería, España.
- Propuesta para la Confección de Planes de Emergencia por Roturas de Presas en la Provincia de Córdoba. Aplicación al Dique San Roque, Universidad de Córdoba, Argentina.
- J. Barros, M. Toro (2004), XVI Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología, Ecuaciones de caudal pico resultante de un rompimiento de presa, Colombia.
- Revista de Obras Públicas/Marzo 2007/Nº 3.475, XXII Congreso internacional de grandes presas Barcelona, Seguridad de presas de tierra y escollera, España.

PÁGINAS WEB

- ftp://ceres.udc.es/Grado_IOP/Cuarto_Curso/Obras%20Hidraulicas%20/
- <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiyageotecnia/Presas%20de%20tierra.pdf>
- <http://fluidos.eia.edu.co/lecturas/josefina.htm>
- <http://fluidos.eia.edu.co/areafluidos/tesis/rpt.html>
- http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_124_283_527_5188.pdf
- <http://www.google.com.ec/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=3&ved=0CDQQFjAC&url=http%3A%2F%2Fwww.erosion.com.co%2Fpresentaciones%2Fcategory%2F37-terraplanes.html%3Fdownload%3D416%3A369-2-propiedades-materiales-desuelo&ei=IjdxU6SDD-rLsAT45oBQ&usg=AFQjCNEv4pUWCi5n-eMD1kvknFCWB8Fj2w&bvm=bv.66330100,d.cWc>
- <http://cdigital.udem.edu.co/TESIS/CD-ROM58492011/08.Capitulo3.pdf>
- <http://www.efn.uncor.edu/posgrado/rrhh/assignaturaspdf/Tesis/Reyna/CAPITULO%202.pdf>
- <http://fluidos.eia.edu.co/areafluidos/articulos/nacional-xiii/Rompresasarticulona nacional.html>
- http://sappi.ipn.mx/cgpi/archivos_anexo/20061194_4043.pdf
- <http://www.efn.uncor.edu/posgrado/rrhh/assignaturaspdf/Tesis/Labaque/3-%20Modelaci%C3%B3n%20Brecha.pdf>
- http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/2007/2007_marzo_3475_03.pdf
- http://sappi.ipn.mx/cgpi/archivos_anexo/20061194_4043.pdf
- http://ingtopocivil.files.wordpress.com/2008/05/criterios_para_el_diseno_de_presas_de_tierra.pdf
- <http://www.cec.uchile.cl/~magsuelo/Lenart-Gonzalez.pdf>
- <http://desastres.usac.edu.gt/documentos/docgt/pdf/spa/doc0101/doc0101-parte09.pdf>
- http://www.imta.gob.mx/potamologia/images/stories/ponencias_tercer_seminario/seminario/gabriel_auvinet/presentacion_resumida_g_auvinet%20_potamologia_260811.pdf
- <http://lamaneta.net/oxidao/PANTANADA.html>
- <http://www.funvisis.gob.ve/archivos/www/terremoto/Papers/Doc003/doc003.htm>
- <http://www.fs.fed.us/eng/pubs/htmlpubs/htm12732805/page04.htm>
- <http://www.agua.gob.ec/senagua-encamina-estudios-de-proyecto-de-proposito-multiple-olmedo/>
- <http://www.internationalrivers.org/es/resources/notables-inundaciones-inducidas-por-represas-1870>

ANEXO

Este anexo es una guía básica, por llamarla de algún modo, del uso para la modelación de una rotura de presa en el programa IBER. Se exponen los procedimientos básicos para la creación de un proyecto, asignación de las características para ejecutar los cálculos y posterior visualización de los resultados.

En este adjunto se muestra el preproceso y postproceso, donde se trata de mostrar a grandes rasgos y en forma elemental las diversas opciones que cuenta el modelo. IBER, es un programa con un amplio menú de opciones que queda fuera de esta guía básica.

Para conocer todas las bondades de IBER, se recomienda visitar la página www.iberaula.com, donde se exhibe a mayor profundidad las características de este programa, documentos técnicos para descargar y mucha información sobre este software.

PASO 1. Creación del proyecto.

Una vez abierto IBER, lo primero es grabar el proyecto, Menú→ Archivo → guardar como (Nombre del proyecto). El proyecto se guarda en una carpeta con extensión “.gid”.

Se puede importar la superficie incluyendo el embalse o también, permite la importación del embalse, que posteriormente se deberá unir con la topografía. Se debe considerar que las dimensiones del embalse representen el volumen a modelar. Este dato es importante para poder estimar el caudal pico en base al volumen estimado.

Se procede a importar la geometría del embalse. Esta puede ser en extensión DXF, IGES, SHP, etc., siempre que se importe una geometría se debe colapsar.

- Importación de la geometría.

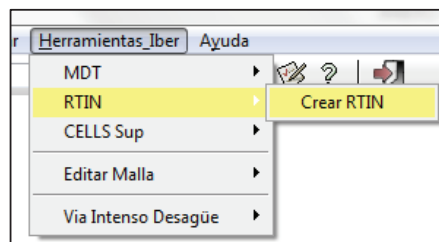


Colapsar la geometría, aparece un cuadro, y se acepta para que empiece el proceso que dura unos segundos. El termino colapsar, se refiere a la eliminación de elementos duplicados, lo que implicaría problemas en la modelación.

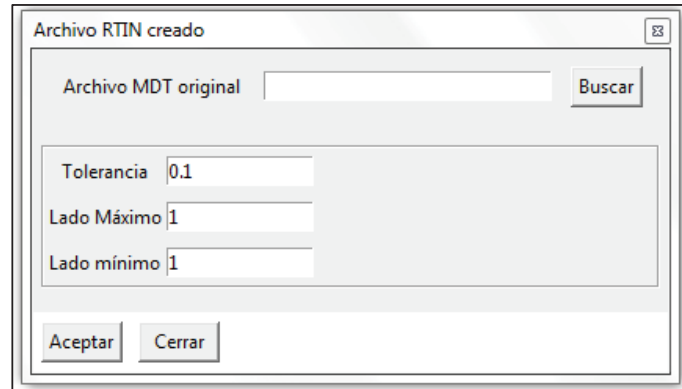
Para colapsar se tiene que ir a Menú→ Geometría→ Edición→ Colapsar→ Modelo.

PASO 2. Crear geometría desde un RTIN

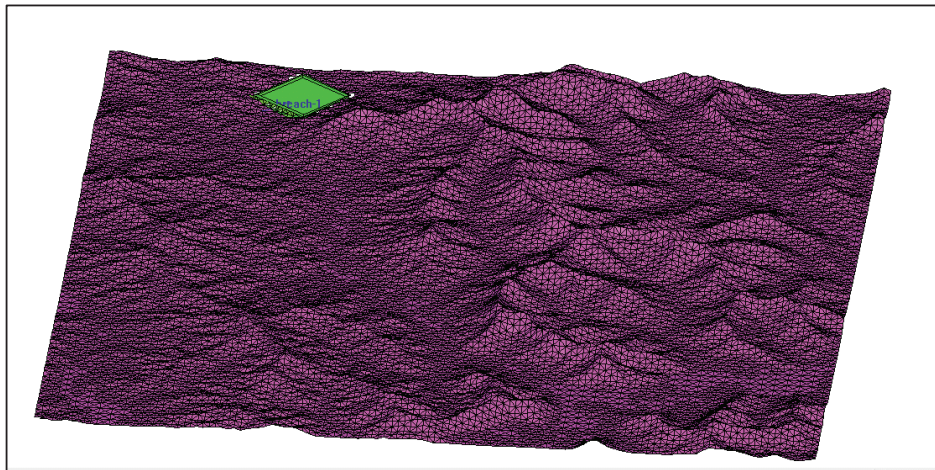
Para crear una superficie formada por un RTIN (red irregular de triángulos rectángulos). Se procede de la siguiente manera: Menú→ Herramienta_Iber→ RTIN→ Crear RTIN.



Se selecciona el archivo MDT (archivo ASCII, extensión txt). Luego se debe ingresar el valor de la tolerancia que corresponde a la distancia máxima entre MDT y la geometría que se va a crear. Además, se debe ingresar la longitud máxima y mínima de los lados de los triángulos.



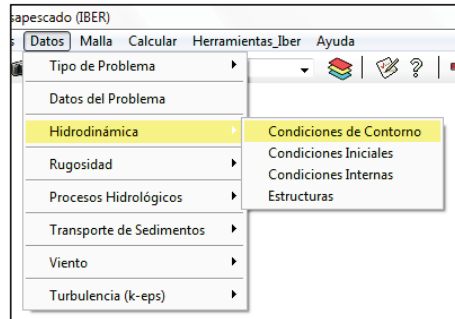
La superficie importada quedara como la siguiente imagen, donde se puede apreciar la topografía y el embalse.



PASO 3. Condiciones de contorno y rugosidad.

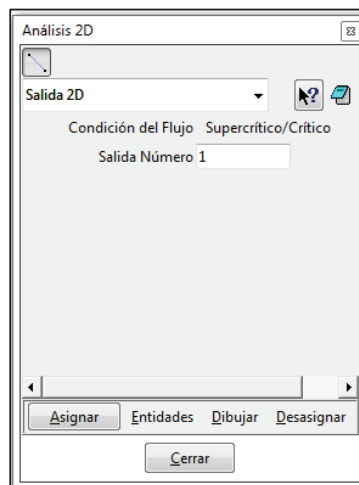
Son las condiciones asignadas a los contornos de la superficie creada. Pueden ser condiciones de entrada en el caso de que ingrese caudal al embalse, o condiciones

de salidas. Esta última condición es la que utilizaremos para nuestro modelo, Menú→ Datos→ Hidrodinámica.



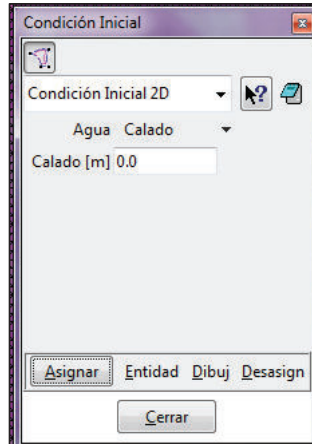
a. Condiciones de contorno de salida.

Para designar las condiciones de contorno de salida, Menú→ Datos→ Hidrodinámica→ Condiciones de contorno. Aparecerá una ventana donde se selecciona la opción Salida 2D, dado que, por el efecto de la rotura se desplazara un volumen de agua y esta condición de contorno sirve para visualizar el caudal que cruza este tipo de frontera.

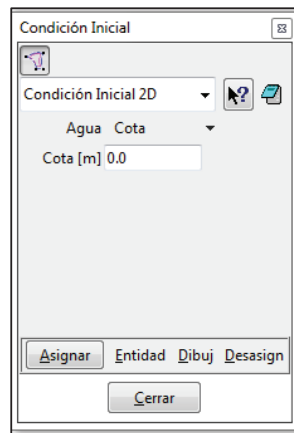


b. Condiciones iniciales.

Como en el punto anterior: Menú→ Datos→ Hidrodinámica→ Condiciones iniciales. En calado (0m) se asigna y se selecciona todo el modelo (superficie del terreno y embalse), y clic en terminar.



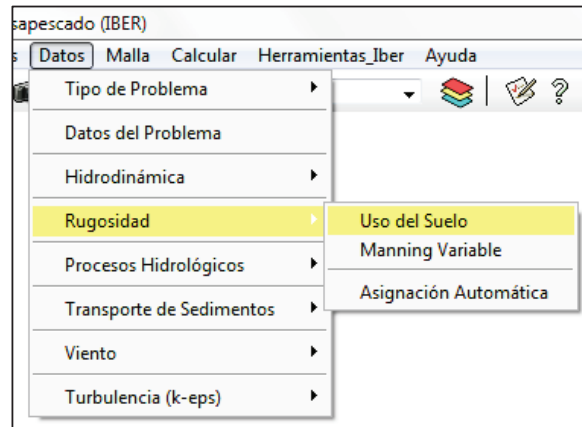
Luego, se escoge la opción Cota, para asignar la cota del agua (nivel del agua en el interior del embalse), pero se debe asignar solo a los lados internos del embalse y al fondo del mismo. Como en todas las asignaciones se da clic en terminar, con esto ya se ha asignado las condiciones de contorno y de salida al modelo.



c. **Rugosidad (Manning).**

IBER, permite asignar un coeficiente según la lista proporcionada por el programa, datos georeferenciados o la opción de añadir un coeficiente que se haya estimado.

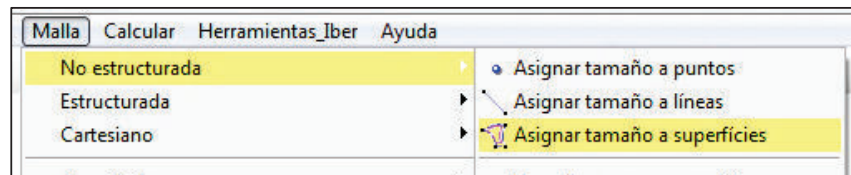
La asignación se lleva a cabo de igual manera que las condiciones de contorno, añadiendo a las zonas que de interés. Menú→ Datos→ Rugosidad→ Uso de suelo, donde aparecerá la siguiente ventana:



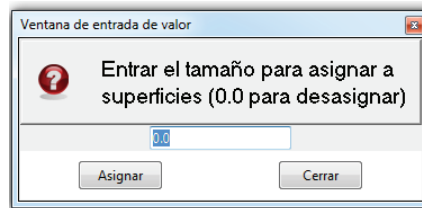
PASO 4. Malla.

En Menú→ Malla se genera la malla para el cálculo. En esta opción escogemos el mallado no estructurada. Se define como no estructurada, a la malla donde sus elementos no siguen un orden determinado de filas y columnas.

Menú→ Malla→ No estructurada→ Asignar tamaño a superficies.

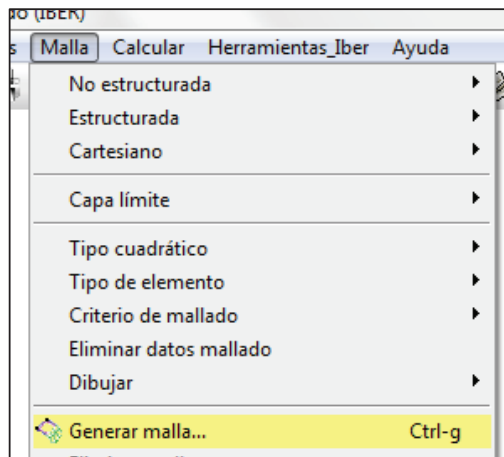


Aparecerá un cuadro donde se ingresa el tamaño de los elementos. Esto es de mucha importancia, dado que, de esto depende el tiempo de análisis, a menor tamaño mayor será el tiempo.

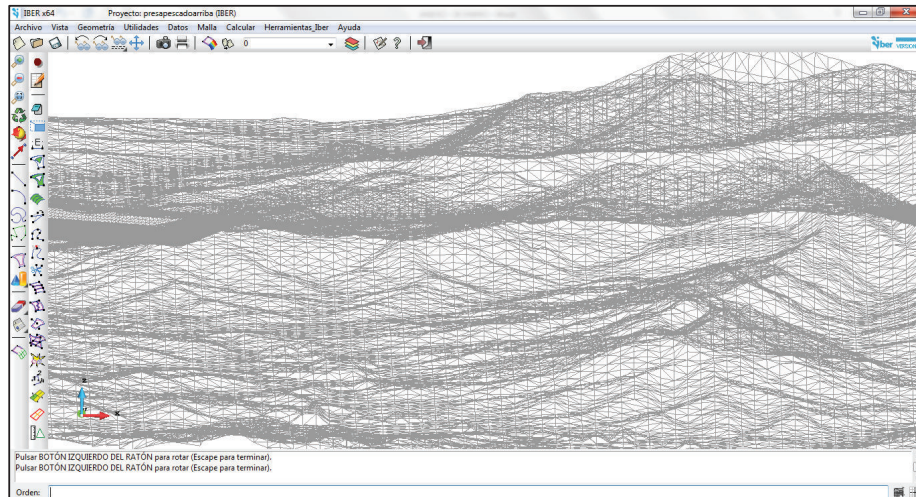


Se debe tomar muy en cuenta el tamaño de los elementos, puesto que IBER por ser un modelo bidimensional necesita buen procesador para el análisis. Podemos asignar independientemente el tamaño, ya sea a la superficie o al embalse, o si se desea puede ser el mismo valor para ambos elementos.

Luego de lo anterior se procede a generar la malla, para lo cual se va a: Menú→ Malla→ Generar malla. Donde aparecerá una ventana una ventana con el mensaje “entrar el tamaño de los elementos a generar”, el valor que aparece por defecto no se toma en cuenta, dado que ya asignamos estos los valores en la opción de Asignar tamaño a superficies, damos clic en aceptar y se generará la malla.



Luego de esto aparece una malla, donde se da clic en ver malla, como es de suponer la malla quedara con los valores de tamaño dados. Si se asigna un tamaño diferente para cada elemento (embalse y superficie) se podrá apreciar en el tamaño de los triángulos generados.

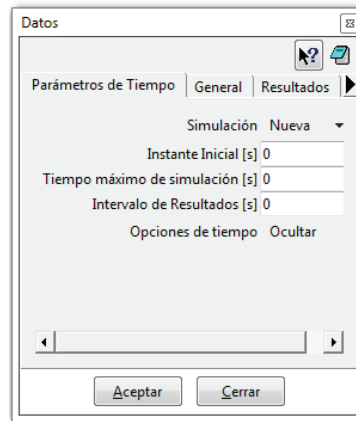


PASO 5. Datos para la modelación.

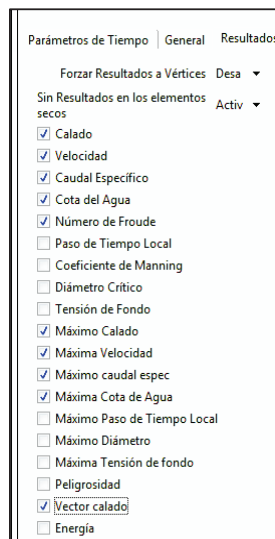
Acá se ingresan los parámetros para el cálculo. En este caso se ve tres pestañas necesarias para la modelación de la rotura de presa. Vamos a Menú→ Datos→ Datos del problema.

- **Pestaña Parámetros de tiempo:** ingresamos los parámetros de tiempo para la modelación.
 - a. **Simulación:** podemos elegir entre una simulación nueva o continuar una existente.
 - b. **Incremento de tiempo máximo:** es posible establecer un incremento en el tiempo de cálculo máximo.
 - c. **Instante inicial:** tiempo de inicio del cálculo.
 - d. **Tiempo máximo de simulación:** tiempo estimado del cálculo.
 - e. **Intervalo de resultados:** incremento de tiempo en t que se desea ver el avance de los resultados.

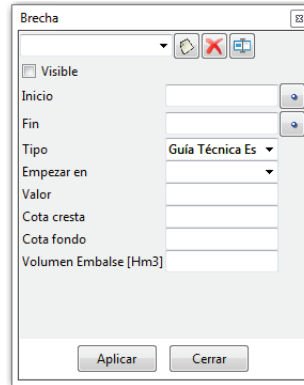
Todos los valores de tiempo se ingresan en segundos.



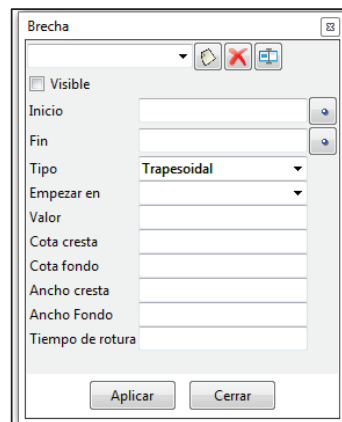
Pestaña Resultados: acá se seleccionan los resultados que se desean conocer. Es recomendable dejar los valores asignados por defecto, además de activar el vector calado, que nos permitirá ver la formación de la brecha.



- **Brecha:** en esta opción se cuenta con dos opciones para la formación de la brecha: Guía técnica española, trapezoidal, donde se deben asignar sus características.
 - a. **Guía técnica española:** en la imagen se muestran las características que se deben ingresar para esta opción.

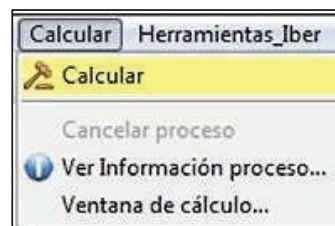


- b. **Trapezoidal**: en la imagen se muestran las características que se deben ingresar para esta opción.

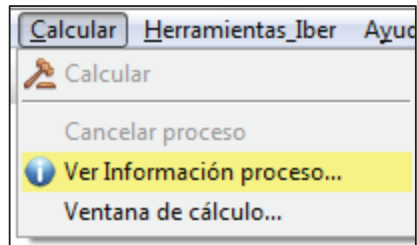


PASO 6. Ejecución de un cálculo.

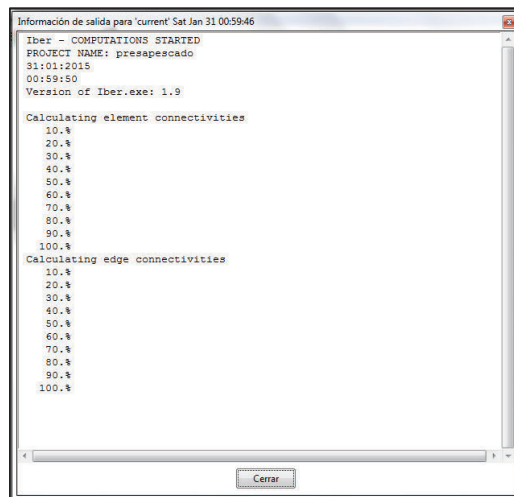
Con la geometría, las condiciones de hidrodinámicas, rugosidad, generada la malla y los datos para la modelación se procede a la ejecución: Menú→ Calcular→ Calcular.



- Podemos también abrir la ventana de cálculo, para visualizar el proceso y ver el desarrollo del cálculo.



Cuando haya finalizado el cálculo aparecerá una ventana, en la cual se escoge la opción de postproceso, que permite visualizar los resultados.



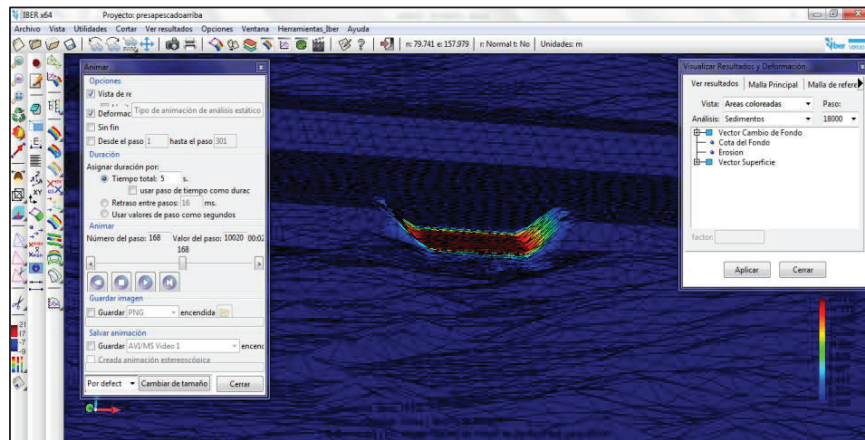
PASO 7. Visualización de resultados.

El menú principal cambia y se agregan más opciones. Para observar los resultados y la deformación de la malla, vamos a Menú→ Ventana→ Ver Resultados.

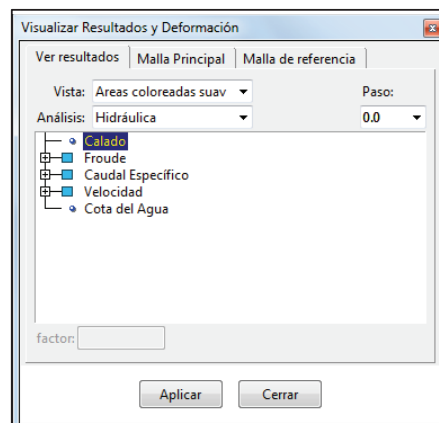
- **Pestaña Malla Principal:** acá se escoge la opción Deformada, luego en Análisis escogemos Sedimentos, debido a que la deformación (rotura) viene del módulo

de análisis de sedimentos. En la opción pasos se refiere al instante de tiempo al cual se desea ver los resultados, siempre es recomendable seleccionar el instante final y en la opción Factor debe estar el valor 1, para finalizar se da clic en aplicar.

Para ver aguas abajo la formación de la brecha, se tiene que girar la geometría.



- **Pestaña Ver Resultados:** en vista se elige la opción Áreas Coloreadas, en análisis se selecciona Hidráulica. La opción pasos, ya se describió anteriormente. Luego se da clic en la opción que interese ver (Calado, velocidad, caudal específico, cota del agua), estos resultados se visualizan tanto en la malla como en una barra en el extremo inferior derecho.



Si se cuenta con la ortofoto, los resultados pueden visualizarse sobre esta imagen, permitiendo apreciar los resultados de interés de mucha mejor manera. Esta alternativa es muy valorable, dado que permite trabajar y procesar los resultados muchísimo más rápido. Otra opción es la exportación de los resultados en formato raster, para procesar en un programa GIS.

