



Agua



Aeropuertos



Arquitectura



Obras Hidráulicas



Obras Portuarias



Vialidad

INSTITUTO NACIONAL DE HIDRÁULICAS

ESTUDIO

“Estudio de la inundación producida por caudales extremos vertidos desde el
embalse Caritaya, Región de Arica y Parinacota”

ZONA NORTE



DICIEMBRE DE 2016

DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS



**“ESTUDIO DE LA INUNDACIÓN PRODUCIDA POR CAUDALES EXTREMOS VERTIDOS
DESDE EL EMBALSE CARITAYA, REGIÓN DE ARICA Y PARINACOTA”**

INFORME FINAL

**PEÑAFLO, REGIÓN METROPOLITANA
DICIEMBRE 2015**

<i>Mandante:</i> MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS – DEPARTAMENTO PROYECTOS DE RIEGO															
<i>Estudio:</i> ESTUDIO DE LA INUNDACION PRODUCIDA POR CAUDALES EXTREMOS VERTIDOS DESDE EL EMBALSE CARITAYA, REGIÓN DE ARICA Y PARINACOTA INFORME ETAPA IV					<i>Fecha:</i> 11 de Diciembre del 2015										
<i>Equipo de Trabajo:</i> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">Ignacio Beya Marshall</td> <td style="width: 50%;">Ingeniero Civil, Jefe de Proyecto</td> </tr> <tr> <td>Luis Zamorano Riquelme</td> <td>Ingeniero Civil</td> </tr> <tr> <td>Andrés Tapia Giovanetti</td> <td>Ingeniero Civil</td> </tr> <tr> <td>Luis Esquivel Velásquez</td> <td>Dibujante Técnico</td> </tr> </table>								Ignacio Beya Marshall	Ingeniero Civil, Jefe de Proyecto	Luis Zamorano Riquelme	Ingeniero Civil	Andrés Tapia Giovanetti	Ingeniero Civil	Luis Esquivel Velásquez	Dibujante Técnico
Ignacio Beya Marshall	Ingeniero Civil, Jefe de Proyecto														
Luis Zamorano Riquelme	Ingeniero Civil														
Andrés Tapia Giovanetti	Ingeniero Civil														
Luis Esquivel Velásquez	Dibujante Técnico														
<i>Aprobado por:</i> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">Eduardo Santibáñez Weidmann</td> <td style="width: 50%;">Ingeniero Civil, Jefe División Técnica</td> </tr> <tr> <td>Luis Zamorano Riquelme</td> <td>Ingeniero Civil, Jefe Unidad Ingeniería y Desarrollo</td> </tr> </table>								Eduardo Santibáñez Weidmann	Ingeniero Civil, Jefe División Técnica	Luis Zamorano Riquelme	Ingeniero Civil, Jefe Unidad Ingeniería y Desarrollo				
Eduardo Santibáñez Weidmann	Ingeniero Civil, Jefe División Técnica														
Luis Zamorano Riquelme	Ingeniero Civil, Jefe Unidad Ingeniería y Desarrollo														
<i>Inspección Fiscal:</i> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">Javier Balbontín Beltrán</td> <td style="width: 50%;">Ingeniero Civil, Inspector Fiscal</td> </tr> <tr> <td>Juan Alberto González</td> <td>Ingeniero Civil, Inspector Fiscal (s)</td> </tr> </table>								Javier Balbontín Beltrán	Ingeniero Civil, Inspector Fiscal	Juan Alberto González	Ingeniero Civil, Inspector Fiscal (s)				
Javier Balbontín Beltrán	Ingeniero Civil, Inspector Fiscal														
Juan Alberto González	Ingeniero Civil, Inspector Fiscal (s)														
<i>Rev.</i>	<i>Descripción</i>	<i>Por</i>	<i>Por</i>	<i>Revisó</i>	<i>VºBº</i>	<i>VºBº</i>	<i>Fecha</i>								
A	Informe final	IBM		LZR	LZR	ESW	11/DIC/2015								

ÍNDICE GENERAL

1	Introducción.....	1
1.1	Objetivos	1
1.2	Zona de estudio	3
1.3	Metodología	4
2	Revisión bibliográfica	5
2.1	Tipos de falla para presas de material compactado	5
2.1.1	Tubificación.....	5
2.1.2	Sobre-vertimiento.....	6
2.2	Métodos para estimar el hidrograma de crecida en fallas de la presa	8
2.2.1	Ecuaciones predictivas simples y complejas	8
2.2.2	Modelos integrados de rompimiento de presas y flujo	9
2.3	Estimación de la inundación y características del flujo aguas abajo de la presa.....	10
2.4	Mapas de inundación	11
2.4.1	Los elementos del mapa	13
2.4.2	Formato recomendado para la confección de mapas de inundación con fines de generación de planes de acción en emergencia (FEMA, 2013a).....	13
2.5	Evaluación de daños por inundación.....	15
2.6	Clasificación de presa según riesgo potencial	19
2.6.1	Criterio FEMA en EEUU.....	19
2.6.2	Criterio de NZSOLD en Nueva Zelanda	19
2.6.3	Criterio de CDA en Canadá.....	21
3	Antecedentes	23
3.1	Estudios anteriores	23
3.1.1	ARRAU Ingeniería Ltda, 2013. Estudio básico diagnóstico de obras hidráulicas y fluviales Quebrada de Camarones, región de Arica y Parinacota	23
3.1.2	SMI Ltda, 2008. Diagnóstico definitivo reparación Embalse Caritaya, provincia de Arica	23
3.1.3	SMI, 2005. Batimetría y Fotografía Embalse Caritaya	24
3.2	Trabajos de terreno	24
3.3	Hidrología.....	25

3.4	Topografía.....	26
3.5	Embalse Caritaya y sus obras.....	26
3.6	Obras e infraestructura existente.....	31
3.7	Uso del Suelo.....	31
3.8	Población	33
4	Estimación de hidrogramas por vertimiento y falla de presa.....	36
4.1	Hidrogramas por vertimiento	37
4.2	Hidrogramas por falla de presa	39
4.2.1	Hidrograma de falla por tubificación	40
4.2.2	Hidrograma de falla por sobre-vertimiento.....	41
5	Estimación de las características de flujos extremos evacuados en casos de vertimientos y falla de presa.....	43
5.1	Áreas de inundación.....	44
5.2	Cotas y profundidad de inundación	45
5.3	Velocidades máximas	48
5.4	Tiempos y caudal de arribo de la onda de crecida	51
5.5	Análisis de sensibilidad	57
6	Evaluación de posibles daños y clasificación de presa.....	59
7	Recomendaciones y acciones a seguir en caso de emergencias por vertidos extremos y falla de presa.....	65
8	Comentarios, conclusiones y recomendaciones.....	66
9	Bibliografía.	68

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo N°1: Ecuaciones predictivas para estimar la forma de rotura de presas.

Anexo N°2: Ecuaciones de flujo de aguas someras (Shallow Water Equations).

Anexo N°3: Catastro de infraestructura existente.

Anexo N°4: Estudio hidrológico.

Anexo N°5: Curva de descarga de vertedero embalse Caritaya y análisis de sensibilidad de su coeficiente de descarga.

Anexo N°6: Comparación de resultados de hidrograma de falla por sobre-vertimiento.

Anexo N°7: Análisis de sensibilidad en modelación de hidrogramas de rotura de presa (NWS Breach).

Anexo N°8: Modelo numérico IBER.

Anexo N°9: Configuración de modelo numérico IBER.

Anexo N°10: Análisis de sensibilidad modelos de inundación en IBER.

Anexo N°11: Modelo numérico Hec-Ras.

Anexo N°12: Modelación en Hec-Ras.

Anexo N°13: Características del computador utilizado en las modelaciones y tiempos de cálculo.

ANEXOS DIGITALES

Anexo digital N°1: Modelos en NWS Breach, configuración y resultados.

Anexo digital N°2: Modelos en Iber y sus resultados.

Anexo digital N°3: Modelos en Hec-Ras y sus resultados.

Anexo digital N°4: Información geográfica recopilada y actualizada y estimación de daños agrícolas y a infraestructura (casas).

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1.1 Zona de Estudio, Ubicación Embalse Caritaya.	3
Figura 2.1 Esquema de origen de falla por tubificación (FEMA, 2013a).....	6
Figura 2.2. Falla por tubificación, presa Teton, Idaho. A) Presa después de finalizada su construcción. B) Falla por tubificación que ocasiono su derrumbe. (UWGB, 2015).....	6
Figura 2.3. Erosión en la cara de aguas abajo en presa compactado de materiales cohesivos (FEMA, 2013a).	7
Figura 2.4 Falla por sobre-vertimiento, presa Auburn, California (USB, 2012).	7
Figura 2.5 Parámetros de forma caracterización de brecha de rotura.	9
Figura 2.6 Ejemplo de diagrama de mapa de inundación (FEMA, 2013a).	15
Figura 2.7 Simbología sugerida en el uso en mapas de inundación para planes de acción en emergencia (FEMA, 2013a).	15
Figura 2.8 Curvas de daño utilizadas en Rhine Atlas (ICBR, 2001), Flemish Method (Vanneuville et al., 2006) y the Netherlands Later study (Klijn et al., 2007) presentadas en De Moel & Aerts (2010).	18
Figura 3.1 Área levantada topográficamente SMI (2005).	24
Figura 3.2 Hidrogramas de escorrentía directa asociados a tormentas de distintos periodos de retorno afluentes al embalse Caritaya (SMI, 2008).	25
Figura 3.3 Información topográfica obtenida en Arrau (2013).	26
Figura 3.4 Curvas de embalse (a partir de SMI, 2008): A) Volumen embalsado. B) Superficie inundada. Donde h es la elevación de la superficie libre del agua medida desde la base del embalse [m], V es el volumen almacenado [Hm ³] y S es la superficie inundada [ha].	28
Figura 3.5 Estado de obras de entrega y regulación.	29
Figura 3.6 Vista en planta del sistema de evacuación de crecidas (Elaboración propia a partir de SMI, 2008).	30
Figura 3.7 Configuración geométrica longitudinal del muro y vertedero de evacuación de crecidas (SMI, 2008).	30
Figura 3.8 Acceso instalaciones mina Belén localidad de Taltape.	32
Figura 3.9 Poblados en comuna de Camarones.	34
Figura 4.1 Hidrograma de escorrentía directa y caudales peak de periodos de retorno 100, 500 y 1.000 años afluentes al embalse Caritaya (corregido de SMI, 2008).	38
Figura 4.2 Hidrogramas de vertido y caudales peak del embalse Caritaya asociados a crecidas de periodos de retorno 100, 500 y 1.000 años.	39
Figura 4.3 Hidrogramas de rotura por tubificación a propagar.	40
Figura 4.4 Hidrograma de rotura por sobrevertimiento a propagar.	42
Figura 4.5 Vista en 3D del embalse Caritaya y sus inmediaciones.	42
Figura 5.1 Topografía y kilometraje a partir de la presa del embalse Caritaya.	44
Figura 5.2 Cotas de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación VER01.	45
Figura 5.3 Cotas de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación VER02.	46
Figura 5.4 Cotas de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación PIP01.	46
Figura 5.5 Cotas de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación PIP02.	47
Figura 5.6 Cotas de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación OVER01.	47
Figura 5.7 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación VER01.	48

Figura 5.8 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación VER02.....	49
Figura 5.9 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación PIP01.	49
Figura 5.10 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación PIP02.	50
Figura 5.11 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación OVER01.	50
Figura 5.12 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código VER01 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).	52
Figura 5.13 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código VER02 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).	52
Figura 5.14 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código PIP01 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).	53
Figura 5.15 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código PIP02 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).	53
Figura 5.16 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código OVER01 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).....	54
Figura 5.17 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código VER01 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4) – Suavizada e interpolada a 6 min.	56
Figura 5.18 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código VER02 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4) – Suavizada e interpolada a 6 min.	56
Figura 6.1 Poblado de Illapata, superficie de inundación (escenario OVER01) y superficie utilizada en producción agrícola.....	60
Figura 6.2 Poblado de Esquiña, superficie de inundación (escenario OVER01) y superficie utilizada en producción agrícola.....	61
Figura 6.3 Poblado de Camarones, superficie de inundación (escenario OVER01) y superficie utilizada en producción agrícola.....	61

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.1 Enfoque de estimación de áreas de inundación generadas por falla de presas según niveles de uso en planes de acción en emergencias (FEMA, 2013a).	11
Tabla 2.2. Disponibilidad de guías de mapeo de inundación y rotura de presa en agencias miembro de la ICODS (FEMA, 2013a)	12
Tabla 2.3. Guías para el desarrollo de mapas de inundación (FEMA, 2013a).	14
Tabla 2.4 Daños en casas según los parámetros v y d (velocidad y altura de inundación) (RESCDAM, 2001).	18
Tabla 2.5 Categorías de presa según su riesgo potencial utilizadas por FEMA (2004).	19
Tabla 2.6 Criterios para evaluación de daño (Nueva Zelanda).	20
Tabla 2.7 Clasificación de presa (Nueva Zelanda).	20
Tabla 2.8 Clasificación de presa según CDA, Canadá.	22
Tabla 3.1 Características de la presa del embalse Caritaya según información original (SMI, 2008).	27
Tabla 3.2 Fichas de infraestructura levantada ARRAU (2013).	31
Tabla 3.3 Uso actual de suelos (Arrau 2013).	33
Tabla 3.4 Población total 2002 y proyectada al año 2012 (Arrau, 2013).	35
Tabla 3.5 Población urbano – rural (Censo 2002, INE en Arrau 2013).	35
Tabla 3.6 Distribución población según distrito (Censo 2002, INE en Arrau 2013).	35
Tabla 4.1. Altura de agua embalsada consideradas para estimar los hidrogramas de vertimiento y falla de presa...	36
Tabla 4.2 Crecida afluente al embalse para periodos de retorno 100, 500 y 1000 años	38
Tabla 5.1 Escenarios de modelación	43
Tabla 5.2 Áreas de inundación resultantes de modelación numérica bidimensional (IBER).	44
Tabla 5.3 Profundidad máxima total y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación para cada escenario de modelación.	45
Tabla 5.4 Velocidad máxima total y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación para cada escenario de modelación.	48
Tabla 5.5 Tiempos de arribo de la onda y caudal peak en pueblo de camarones para cada escenario de modelación.	54
Tabla 5.6 Tiempos de arribo de la onda y caudal peak en puntos de control.	55
Tabla 5.7 Tiempos de arribo y de traslado del caudal peak en puntos de control.	55
Tabla 6.1 Nivel de daño según porcentaje de daño considerado en la evaluación cualitativa del daño potencial.	59
Tabla 6.2 Resumen de estimación del daño agrícola.	62
Tabla 6.3 Resumen de infraestructura afectada.	63
Tabla 6.4 Resumen de estimación de población en riesgo.	63
Tabla 6.5 Resumen estimación de daños a casas.	64
Tabla 6.6 Clasificación de presa del embalse Caritaya desde el punto de vista del riesgo potencial según 3 criterios internacionales.	64

1 Introducción

En Abril del 2014 un terremoto afectó el Norte Grande de nuestro país. Este movimiento telúrico, de magnitud de 8,3 Mw, afectó principalmente las regiones de Arica y Parinacota, Tarapacá y Antofagasta. Considerando que en los sectores afectados existen embalses cuyo funcionamiento tiene un carácter estratégico, la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) del Ministerio de Obras Públicas (MOP), consideró oportuno estudiar el comportamiento del embalse Caritaya, construido en el año 1935 en la región de Arica y Parinacota, con el objetivo principal de identificar las zonas que podrían ser afectadas frente a eventos de falla de presa y vertimientos por crecida.

Por lo anterior, la DOH solicitó al Instituto Nacional de Hidráulica (INH) la ejecución del “Estudio de la inundación producida por caudales extremos vertidos desde el embalse Caritaya, región de Arica y Parinacota”.

El estudio se divide en 4 etapas, las que se presentan a continuación.

- Etapa 1: Recopilación de antecedentes.
- Etapa 2: Desarrollo de las bases de cálculo de los caudales altos a evacuar y a la falla de Presa.
- Etapa 3: Modelamiento hidráulico hidrodinámico.
- Etapa 4: Procesamiento de resultados, generación de mapas de inundación y compilación de todo el trabajo realizado en el estudio.

El presente informe corresponde al informe final del estudio donde se compila y actualiza la información recopilada y generada en etapas anteriores, se presentan planos de inundación detallados de la modelación hidrodinámica, la estimación de los posibles daños asociados a cada escenario de vertimiento y falla de presa, una clasificación de presa desde el punto de vista del riesgo potencial, y finalmente se establecen recomendaciones y acciones a seguir en caso de emergencia.

1.1 Objetivos

El objetivo del estudio es evaluar los posibles mecanismos de falla de presa, por sobrevertimiento y tubificación y estimar las condiciones de flujo y áreas de inundación que se pudiesen generar a partir de eventos de falla de presa y de vertimientos asociados a eventos hidrológicos extremos. A partir de los resultados obtenidos, se evaluará el daño potencial generado aguas abajo, en infraestructura y propiedades, y se generarán mapas de inundación de las zonas probablemente afectadas. Además, se aprovechará el resultado de los estudios para proponer una clasificación de la presa, desde el punto de vista de su riesgo potencial.

Específicamente, el estudio tiene los siguientes alcances y objetivos.

- Recopilar información relevante de terreno para realizar la modelación de los eventos extremos y un catastro de la infraestructura existente y de la población ubicada aguas abajo del embalse.
- Recopilar la información hidrológica existente, considerando que se utilizarán los caudales e hidrología de diseño del embalse.
- Definición de caudales extremos a evacuar desde el embalse, como por ejemplo, aquellos generados por periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años.
- Determinación de los parámetros de falla más probables, utilizando la literatura especializada.
- Evaluación de los hidrogramas de falla. A partir de los antecedentes disponibles, se generarán hidrogramas de falla, contemplando dos mecanismos de fallas para dos escenarios: hidrológico y no hidrológico.
- Generar un modelo numérico bidimensional estable y capaz de modelar adecuadamente los eventos de crecidas aguas abajo del embalse Caritaya, de modo que sea apto para estudiar el tránsito de los hidrogramas generados y la visualización de la onda a través del valle aguas abajo, a lo menos hasta la ciudad de Camarones, en todos los escenarios modelados.
- Generación de herramientas de post-proceso para la extracción de estadígrafos de interés, los cuales serán de utilidad para analizar las variables modeladas.
- Generación de cartas de inundación, en que se delimiten las áreas inundadas en tiempos progresivos y área máxima inundada según el límite fijado al estudio. Se contempla presentar cotas de inundación máxima, plano con curvas para señalar el tiempo de arribo de la onda y del caudal peak, y curvas que señalen las velocidades máximas de flujo.
- Determinar los posibles daños en la zona involucrada a partir de los resultados del modelo y de la información disponible que define la infraestructura y catastro de la zona de estudio. Presentando en estas zonas, a lo menos, el tiempo de arribo de la crecida, la altura máxima de escurrimiento y la velocidad máxima del flujo, junto a los respectivos caudales instantáneos.
- En función de los resultados obtenidos, generar recomendaciones y pasos a seguir en caso de emergencia. En particular, se debe proponer una clasificación de la presa, desde el punto de vista de su riesgo potencial, siguiendo al menos tres criterios internacionales de clasificación.

1.2 Zona de estudio

La zona de interés se encuentra ubicada en la XV región de Arica y Parinacota, comuna de Camarones y está delimitada por las laderas del valle de Camarones a lo largo del río Caritalla y río Camarones, entre el embalse Caritaya y el pueblo de Camarones (ver Figura 1.1). La distancia entre estos dos puntos a lo largo del valle es de 64 km aprox.

El embalse Caritaya es un embalse de material compactado, construido en 1935. La ubicación geográfica aproximada del muro del embalse es 19°00'48,59" Latitud Sur, 69°20'11,78" Longitud Oeste y altura 3650 msnm, mientras que el pueblo de Camarones está ubicada en 19°00'31,81" Latitud Sur, 69°52'04,16" Longitud Oeste y altura 710 msnm aprox.

La red hídrica del río Camarones está compuesta por el río Caritaya y el río Ajatama, los que se unen para formar el río Camarones aproximadamente a 12 km aguas abajo del embalse. Colindante a la quebrada Camarones existen múltiples quebradas menores que no mantienen escurrimiento permanente, pero que pueden aportar al cauce principal en condiciones de lluvia.

La actividad económica predominante en la zona es agrícola, la que se desarrolla en las planicies de inundación del cauce del río Camarones. La población de igual manera es altamente rural y segregada espacialmente, caracterizada por tener un alto porcentaje (alrededor del 60%) de población indígena (INE, 2002 en Arrau 2013). Los principales poblados corresponden a Esquiña y Camarones (ver Figura 1.1), sin embargo existe alrededor de 24 caseríos en toda la comuna, donde se distribuyen alrededor de 1220 habitantes (INE, 2002 en Arrau 2013).



Figura 1.1 Zona de Estudio, Ubicación Embalse Caritaya.

1.3 Metodología

La metodología utilizada para dar cumplimiento a los objetivos del estudio es la siguiente.

Utilizando información hidrológica, y de las características del embalse Caritaya y su presa, se realizaron simulaciones de: los caudales vertidos durante eventos de crecida con distintos periodos de retorno y debido a fallas de la presa por sobrevertimiento y tubificación, con el objetivo de obtener hidrogramas de estos distintos escenarios. Las simulaciones de vertimiento se realizaron utilizando ecuaciones de conservación de masa en el embalse, mientras que las de falla de presa se realizaron mediante el software de simulación de rompimiento de presas con base física NWS Breach.

Luego, para los hidrogramas generados anteriormente (escenarios de modelación) y utilizando información topográfica, se realizaron simulaciones numéricas de la inundación producida aguas abajo de la presa del embalse Caritaya y hasta el pueblo de Camarones. El software de modelación utilizado fue IBER, el que utiliza las ecuaciones de aguas someras (Shallow Water Equations).

Debido a la imposibilidad de calibrar tanto los modelos que simulan el rompimiento de presas, como los de inundación, se realizaron análisis de sensibilidad en torno a los parámetros de simulación más importantes.

A partir de los resultados de simulación de inundación se generaron mapas de inundación, donde se indican las velocidades y alturas de escurrimiento máximas, tiempos de arribo de la onda de crecida y del caudal peak para cada escenario de modelación, incluyendo las simulaciones utilizadas en los análisis de sensibilidad.

Luego, se realizó un análisis del riesgo potencial de los eventos de vertimiento y falla de presa, donde se estimó, en base a los resultados de modelación, los posibles daños a la infraestructura existente y población en riesgo, y se propuso una clasificación de la presa desde el punto de vista del riesgo potencial utilizando tres criterios internacionales, además de generar recomendaciones y acciones a seguir en caso de la ocurrencia de este tipo de eventos. Los criterios internacionales utilizados en la clasificación de presas fueron los de FEMA (EEUU), NZSOLD (Nueva Zelanda) y CDA (Canadá).

Para todo lo anterior, se debió recopilar información sobre el embalse Caritaya (principalmente geométrica y de composición de la presa), hidrología asociada a este, información topográfica desde dicho embalse hasta el sector del pueblo de Camarones a lo largo del río Caritaya y Camarones, se actualizó un catastro de la infraestructura en toda la zona de estudio y realizó una investigación sobre las guías para el análisis de riesgo, estimación de daños y confección de mapas de inundación.

Finalmente los resultados de áreas de inundación máximas, alturas máximas, velocidades máximas, áreas inundadas instantáneas, estimación de daños a casas y agronómicos para cada escenario modelado se incorpora en un sistema de información geográfica (SIG).

2 Revisión bibliográfica

2.1 Tipos de falla para presas de material compactado

Los mecanismos de ruptura de presa pueden ser clasificados en dos categorías generales: (1) ruptura formada por la repentina remoción de una porción importante de la presa, como resultado generalmente de un sobreesfuerzo de la estructura; y (2) ruptura formada por la erosión del material compactado (McDonald, T.C, Langridge-Monopolis, J., 1984 en Office of the state engineer dam safety branch, 2010). De estos mecanismos de falla, el primero corresponde a presas de materiales rígidos, y el segundo a los tipos de falla para material compactado. De este último tipo, existen 2 sub-tipos de fallas, sobrevertimiento y tubificación (erosión interna)¹ (Office of the state engineer dam safety branch, 2010).

Debido a que la presa del embalse Caritaya fue construida utilizando material compactado, se presentarán solo los mecanismos de falla por tubificación y sobre-vertimiento.

2.1.1 Tubificación

Desde un punto de vista estrictamente técnico se define la falla por tubificación como un escape de material granular que ocurre a través de un cuerpo de tierra, en el cual no se presenta un flujo con una dirección preferencial (McCook, 2004 en Office of the state engineer dam safety branch, 2010). La falla de tipo tubificación usualmente es conocida como un tipo de erosión en retroceso a causa de que la erosión usualmente comienza desde aguas abajo hacia aguas arriba. Esta erosión es causada por flujos de agua a través de defectos o fracturas dentro del cuerpo del muro, generalmente en la fundación de la presa o en la zona de contacto entre la presa y la fundación (McCook, 2004 en Office of the state engineer dam safety branch, 2010).

La Figura 2.1 muestra un esquema del origen de falla por tubificación, mientras que la Figura 2.2 muestra un caso real de este tipo de falla.

¹ Los términos "tubificación" y "erosión interna" a menudo se utilizan como sinónimos. Desde un estricto punto de vista técnico, McCook, (2004) define la tubificación como la fuga de material inter-granular que se produce a través de un cuerpo de suelo que no tiene trayectorias de flujo preferenciales, mientras que erosión interna la define como consecuencia del agua que fluye a través de defectos o grietas dentro de un relleno compactado, la fundación o entre ellas. Si no se controla, tanto la erosión interna como la tubificación progresarán hasta que la vía de flujo es lo suficientemente grande como para vaciar el depósito, a veces en un evento de rotura de la presa. Aunque se reconoce que existen diferencias técnicas entre estos tipos de falla, por razones prácticas y tal como en Office of the State Engineer Dam Safety Branch (2010), el término "tubificación" se utilizó para referirse a ambos tipos de falla. En ese y este documento, el término "tubificación" se pretende que signifique el proceso de erosión interna sin control que conduce al desarrollo de flujos lo suficientemente grande como para dar lugar a una descarga rápida que pueda originar la rotura de presa, independientemente de mecanismo de fallo.

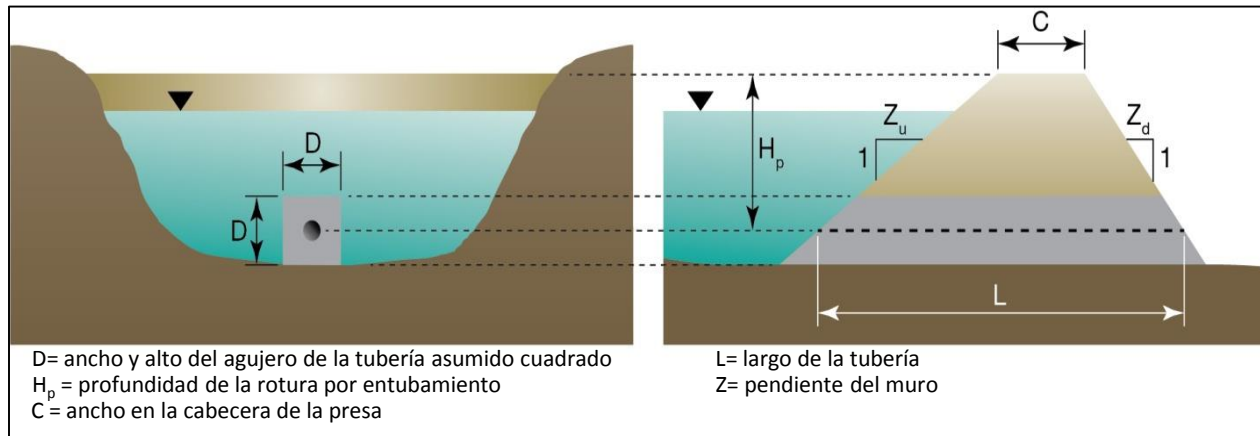


Figura 2.1 Esquema de origen de falla por tubificación (FEMA, 2013a).

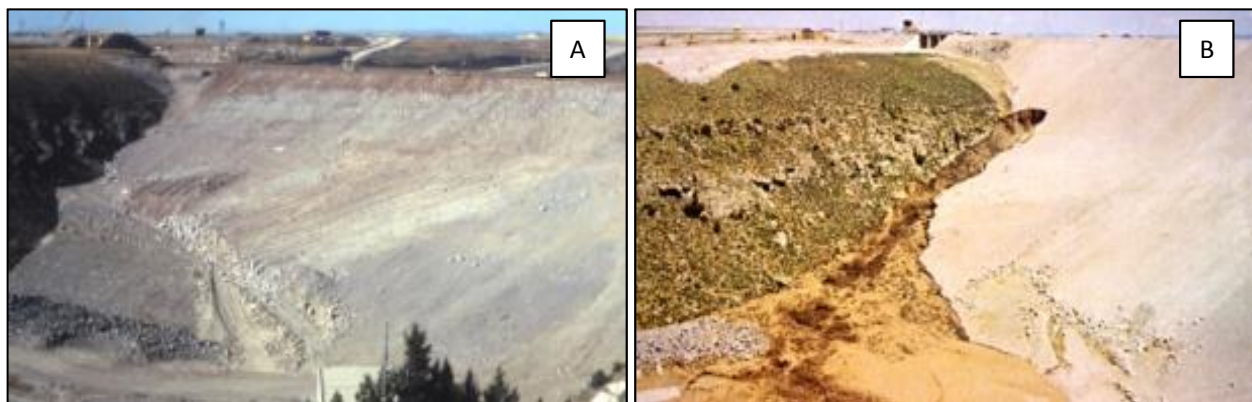


Figura 2.2. Falla por tubificación, presa Teton, Idaho. A) Presa después de finalizada su construcción. B) Falla por tubificación que ocasionó su derrumbe. (UWGB, 2015).

2.1.2 Sobre-vertimiento

Una falla por sobrevertimiento ocurre cuando el nivel del agua embalsado supera la altura de coronamiento de la presa; escurriendo hacia aguas abajo de esta. Este tipo de falla produce un arrastre del material compactado, debilitando la presa hasta su derrumbe, generalmente desde los pies y avanza hacia aguas arriba hasta alcanzar su cresta. Presas que poseen un nivel de coronamiento a distinta cota (desnivelado) pueden llevar a concentrar el flujo y la erosión en situaciones de desborde, lo cual acelera el proceso en este tipo de falla (Office of the state engineer dam safety branch, 2010).

Además de eventos hidrológicos (crecidas), un deslizamiento de material aledaño al embalse puede producir un desbordamiento de agua sobre el nivel de coronamiento del muro, lo que podría a su vez ocasionar una falla por sobre-vertimiento.

La Figura 2.3 muestra un esquema de la generación de falla de presa por sobre-vertimiento, mientras que la Figura 2.4 muestra un evento de falla real.

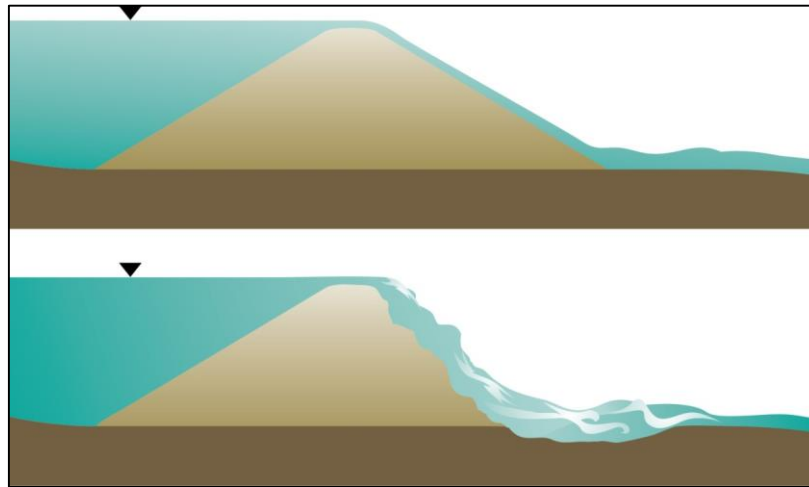


Figura 2.3. Erosión en la cara de aguas abajo en presa compactado de materiales cohesivos (FEMA, 2013a).



Figura 2.4 Falla por sobre-vertimiento, presa Auburn, California (USBR, 2012).

2.2 Métodos para estimar el hidrograma de crecida en fallas de la presa

La rotura de presas es un fenómeno complejo donde intervienen al menos procesos de mecánica de suelos, transporte de sedimentos e hidrodinámica (Mohamed et al. 2002).

Existen varios métodos para estimar las características principales de rotura de presas, los que incluyen (FRMRC, 2011):

- Juicios de expertos.
- Ecuaciones predictivas simples.
- Modelos predictivos simples.
- Modelos predictivos complejos.
- Modelos integrados de rompimiento de presas y de flujo.
- Modelos de rotura probabilísticos.

Solo aquellos modelos que integran el flujo, estiman hidrogramas de salida (además de la dinámica de la falla). En los demás modelos es necesario estimar el hidrograma de salida mediante otros métodos, como modelación numérica o de manera analítica (ej. Tratando la abertura existente en la brecha como un vertedero).

La simulación de la formación de la brecha y los parámetros relacionados contienen una gran incertidumbre. Dicha incertidumbre se propaga directamente en la estimación de los hidrogramas generados por la rotura de presa y la inundación generada aguas abajo (Wurbs, 1987, Singh, 1996, and Morris, 2000 en Mohamed et al. 2002).

En este informe se ha explorado principalmente los métodos y formulaciones presentadas en FEMA (2013a), los que consisten en modelos basados en relaciones empíricas (ecuaciones predictivas simples y complejos) y modelos que simulan la física de rotura de presas o de base física (modelos integrados de rompimiento de presas y flujo).

2.2.1 Ecuaciones predictivas simples y complejas

Las ecuaciones predictivas son modelos empíricos (ecuaciones) que relacionan los parámetros de forma y tiempo de falla con las características físicas del embalse y su muro. Estas ecuaciones han sido determinadas mediante ajustes de regresión con los datos históricos de presas que han fallado o utilizando resultados de experimentos en modelos físicos a escala reducida, y se centran en la formación y desarrollo de la brecha por lo que la estimación del hidrograma producido por la rotura debe estimarse utilizando otros métodos.

La utilización de estas ecuaciones predictivas esta limitada a los rangos de los parámetros de que definen las presas que se utilizaron en la generación de estas ecuaciones, por lo que no serán válidas para cualquier configuración de presa o para cualquier tipo de material de construcción.

Los parámetros que describen la brecha de rotura que comúnmente son utilizados en estos modelos son la altura, ancho, talud lateral y tiempo de formación de la brecha. Los parámetros de mayor interés son el ancho de la rotura y el tiempo de formación de la falla, estos dos determinan casi completamente el hidrograma de rotura. En la Figura 2.5 se esquematizan los parámetros geométricos de brecha.

En FEMA (2013) se menciona que los métodos de mejor ajuste en el caso de la estimación del ancho de la brecha pueden tener incertezas cercanas al 30% y que, en el caso del tiempo de formación de la brecha, este valor podía ser de hasta un 65%. Por lo anterior, se recomienda realizar siempre un análisis de sensibilidad sobre los parámetros de estas formulaciones.

En Anexo N°1 se presentan algunas de las relaciones más utilizadas presentadas en FEMA (2013a).

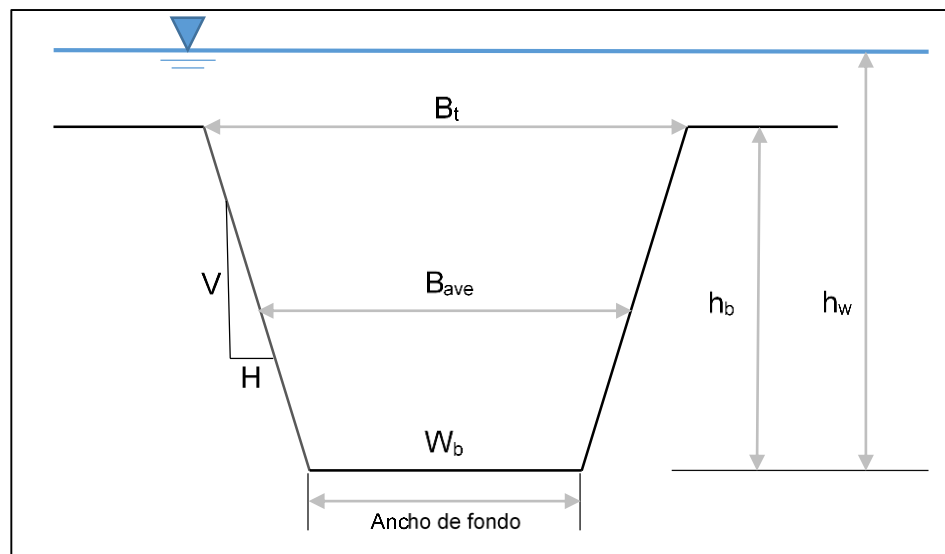


Figura 2.5 Parámetros de forma caracterización de brecha de rotura.

Donde B_t es el ancho superior de la brecha de rotura, B_{ave} es el ancho medio de la brecha, W_b es el ancho de fondo de la brecha, h_b es la altura de la brecha, h_w es la carga hidráulica sobre la brecha y V y H son la relación vertical y horizontal respectivamente de los taludes de la brecha

2.2.2 Modelos integrados de rompimiento de presas y flujo

Estos modelos simulan la física de rotura de presas usando principios de la hidráulica, transporte de sedimentos, mecánica de suelos y propiedades de los materiales de la presa (erosión y procesos de inestabilidad). La principal ventaja de los modelos de base física es que generan una estimación del hidrograma de salida en base al proceso de crecimiento de la brecha, carga hidráulica, etc.

Al igual que las ecuaciones predictivas, la aplicación de los modelos de rotura con base física está limitada a un rango de configuración de los parámetros que definen la presa, por lo que no será válida para cualquier configuración de presa o para cualquier tipo de material de construcción.

El desarrollo de este tipo de modelos se encuentra aun en desarrollo, por lo que puede existir un alto grado de incerteza en los resultados (FEMA, 2013a; Bernedo, 2011).

En Anexo N°1 se presentan dos modelos de base física analizados y propuestos de utilizar por FEMA (2013a), específicamente estos modelos son NWS Breach y WinDam B.

2.3 Estimación de la inundación y características del flujo aguas abajo de la presa

La estimación de las propiedades del flujo (alturas de escurrimiento, velocidad, etc) aguas abajo de la rotura de presa se realiza comúnmente mediante simulación numérica, utilizando modelos hidrodinámicos basados en las ecuaciones diferenciales en aguas someras (Shallow Water Equations o SWE), las que son una simplificación de las ecuaciones completas de flujo de Navier-Stokes, más aún, de las ecuaciones promediadas de Reynolds (Reynolds-averaged Navier-Stokes equations).

Las principales asunciones y simplificaciones de estas ecuaciones son:

- El flujo es principalmente en 2D (horizontal). Se desprecian las aceleraciones verticales.
- La dimensión vertical es mucho más pequeña que las escalas horizontales.
- Velocidades horizontales promediadas en la vertical.
- La presión en el fluido es hidrostática.
- La densidad del fluido en la vertical es constante.
- El fluido puede considerarse incompresible.

Típicamente estas ecuaciones son adecuadas y utilizadas para describir las características de flujos en ríos, canales, estuarios y zonas costeras, y en ciertas ocasiones en el océano. Dentro de las muchas otras aplicaciones de las SWE se encuentra la estimación de la evolución de la inundación generada por la rotura de presas.

Para encontrar las características de este tipo de flujo es necesario resolver numéricamente estas ecuaciones. Existen diferentes métodos numéricos de solución (con sus ventajas y desventajas) implementados en diversos softwares de licencia libre y pagada. Estos softwares pueden encontrarse en su forma unidimensional (1D), bidimensional (2D) o combinada (1D2D) y/o cuasi 3D. Es necesario mencionar que existen otros programas que incorporan ecuaciones que describen el comportamiento de los fluidos con menores limitaciones que las SWE, sin embargo este tipo de softwares requieren tiempos de computo típicamente mucho mayores dependiendo de las características del dominio y discretización de este.

La Tabla 2.1 muestra el uso de softwares de modelación propuestos en FEMA (2013a), según el nivel de detalle requerido.

En Anexo N°2 se muestra una descripción de las SWE en su forma 1D y 2D.

Tabla 2.1 Enfoque de estimación de áreas de inundación generadas por falla de presas según niveles de uso en planes de acción en emergencias (FEMA, 2013a).

Nivel de detalle	Aplicable a	Predicción de la brecha	Método para la estimación del caudal peak	Rutina de seguimiento del hidrograma de rotura
Nivel 1 – Primer nivel de revisión y análisis simplificado	-Bajo daño potencial / presas de tamaño pequeño -Primer nivel de revisión para presas de daño potencial significativo o alto	Ecuaciones empíricas	Modelos simplificados (SMPDBK, GeoDam-BREACH o TR 66) o HEC-HMS	GeoDam-BREACH, SMPDBK, DSAT, 1D HEC-RAS Régimen Permanente, HEC-HMS Seguimiento Hidrológico
Nivel 2 - Intermedio	-Daño potencial significativo / presas de tamaño intermedio -Daño potencial alto con una limitada población en riesgo	Ecuaciones empíricas	HEC-HMS o HEC-RAS Transiente	HEC-RAS (Permanente o Transiente) 1D o modelos 2D
Nivel 3 - Avanzado	-Daño potencial alto / presas de gran tamaño con población en riesgo suficiente que justifique este análisis	Ecuaciones empíricas, NWS Breach o WinDAM	HEC-RAS Transiente	HEC-RAS Transiente o modelos 2D

2.4 Mapas de inundación

Existe un sin número de agencias en el mundo que están preocupadas de la seguridad de presas y el mapeo de inundaciones. Más aún, EEUU cuenta con diversos organismos que ayudan en la prevención, alerta, y confección de planes de contingencia frente a eventos de inundación, incluyendo la rotura de presa. Miembros de la Comisión Inter-agencia sobre la Seguridad de Presas (Interagency Committee on Dam Safety, ICODS) han publicado guías sobre la seguridad de presas, incluyendo análisis de falla de presas y mapeo de inundaciones tal como muestra Tabla 2.2.

Los mapas de inundación pueden tener distintos usos, los que definirán el detalle y cantidad de información a representar en ellos. Algunos de los usos de este tipo de mapas incluyen:

- Planes de acción emergencia (EAP).
- Planes de mitigación de riesgos.
- Respuesta a emergencias.
- Evaluación de consecuencias.

En FEMA (2013a) se presenta una guía para el mapeo de inundación asociado a incidentes y fallas en presas. Dicha guía se realizó integrando las guías de mapeo de inundación y rotura de presa en uso o preparadas por programas estatales sobre seguridad de presa de los 50 estados de EEUU.

El presente estudio se basa en las recomendaciones de mapeo de inundación presentadas en FEMA (2013a), dichas recomendaciones incluyen aspectos de formato y elementos a incorporar en mapas de inundación con fines de generación de planes de acción en emergencia los que se mencionan a continuación.

Tabla 2.2. Disponibilidad de guías de mapeo de inundación y rotura de presa en agencias miembro de la ICODS (FEMA, 2013a)

Agencias pertenecientes al ICODS	Guía para el rompimiento de presa e inundación
U.S. Department of Agriculture	
Natural Resources Conservation Service	Si
Agricultural Research Service	Si
U.S. Department of Defense	
Army Corps of Engineers	Si
U.S. Department of Energy	No
U.S. Department of the Interior	
Bureau of Indian Affairs	No
Bureau of Land Management	No
Bureau of Reclamation	Si
Fish and Wildlife Service	Si
Geological Survey	Si
National Park Service	No
U.S. Department of Labor	
Mine Safety and Health Administration	Si
Federal Energy Regulatory Commission	Si
Department of State	
International Boundary and Water Commission	No
U.S. Nuclear Regulatory Commission	Si
Tennessee Valley Authority	No
Department of Homeland Security	
Federal Emergency Management Agency	Si

2.4.1 Los elementos del mapa

Según FEMA (2013a), los mapas de inundación deben contener los siguientes elementos.

Información de referenciación: La latitud y longitud pueden ser referenciadas a las esquinas de las líneas de demarcación. Otra información útil de incluir en el mapa es una grilla de referencia (ej. UTM). Se deben agregar códigos a lo largo de las líneas de demarcación que identifiquen las láminas de mapas adyacentes.

Datos base: Proveen la información de fondo donde la información del riesgo de inundación es sobrepuesta. Puede ser por ejemplo una foto satelital, un mapa vectorial o una combinación de ellos.

Polígonos de inundación: Es la información clave que define el área de inundación, pueden existir más de un polígono asociado a distintos eventos de falla.

Cota de inundación: Se pueden especificar las elevaciones de inundación en los lugares claves a lo largo de los polígonos de inundación, sin embargo, la elevación no siempre es un elemento crítico en un mapa de inundación. En ocasiones, puede ser de mayor utilidad especificar las profundidades de inundación.

Tiempos de arribo de la onda de crecida: Se pueden especificar en lugares claves a lo largo de los polígonos de inundación si se desea. Es usualmente definido con un grafico del hidrograma en los puntos de interés. Estos puntos usualmente pueden ser caminos, poblados e infraestructura critica.

2.4.2 Formato recomendado para la confección de mapas de inundación con fines de generación de planes de acción en emergencia (FEMA, 2013a).

Consideraciones de impresión: Mapas impresos deben ser simples y fáciles de leer. Solo la información relevante para uso en terreno (en caso de emergencia) debe ser incluida. A pesar de que se puedan hacer mapas de mayor tamaño, 22×28 cm o 28×43 cm son tamaños de fácil reproducción. Estos mapas deben ser impresos en color aunque deben ser testeados en impresiones en blanco y negro para que comuniquen la misma información. La información de fondo (Datos base) deben ser aproximadamente 50% transparentes. Según el usuario, se puede agregar otra información como límites geopolíticos, población, zonificación, etc.

Bloque de información-Título: Cada mapa (o lámina de mapa) debe estar vinculado a un índice de mapa que permita al usuario saber la ubicación de la lámina en relación con las demás láminas del mapa. Bloque de información-Título debe contener la siguiente información:

- Título del mapa referenciando al plan de acción de emergencia y al escenario de inundación.
- Índice del mapa, para mapas que contengan múltiples laminas.
- Norte geográfico (flecha).
- Una barra de escala.
- Leyenda identificando todos los elementos críticos.

- Dátum de referencia altimétrica.
- Fecha de creación del mapa.

Como se menciona anteriormente, los mapas de inundación pueden ser adaptados a las necesidades de su uso, que usualmente son para respuesta en emergencias, planes de mitigación o estimación de consecuencias. La Tabla 2.3 muestra una matriz guía de las características recomendadas a incorporar según el uso del mapa.

Escala: la escala apropiada de un mapa de inundación depende del tamaño del área de inundación a representar y de la población en riesgo:

- En áreas con población en gran riesgo, una escala de 1:6.000 o mayor es usualmente utilizada.
- En áreas con poca población puede ser más adecuado utilizar escalas como 1:12.000 o 1:24.000.
- Para grandes presas con áreas de inundación importantes pero sin población aguas abajo, es apropiado escalas más pequeñas como 1:63.360 o 1:126.720.

Para el mapeo de áreas extensas, puede ser práctico el uso de láminas representando distintos sectores y a diferentes escalas. La Figura 2.6 muestra un ejemplo de diagrama de mapas de inundación, mientras que la Figura 2.7 muestra la simbología sugerida en mapas de inundación para uso en planes de acción en emergencia.

Tabla 2.3. Guías para el desarrollo de mapas de inundación (FEMA, 2013a).

Uso primario	Tamaño			Formato		Información base								Datos de inundación								
	Carta	Doble Carta	Tamaño full	Impreso	Impreso laminado	Digital	Calles y carreteras	Planimetría	Limites políticos	Puntos clave	Imágenes ortofotografías	Secciones transversales	hidrografía	Duración de inundación	Múltiples áreas de inundación	Altura de inundación	Superficie libre	Caudal	Velocidad	Tiempo de arribo	Tiempo al peak	Zonas de peligro (1)
Planes de emergencia (EAP)	*	*		*	*	*	*	*	*	*	*			*		*				*		
Planes de mitigación		*	*			*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Evaluacion de daños						*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

(1) Clasificación determinada en TM 11 (USBR, 1988 en FEMA, 2013a).

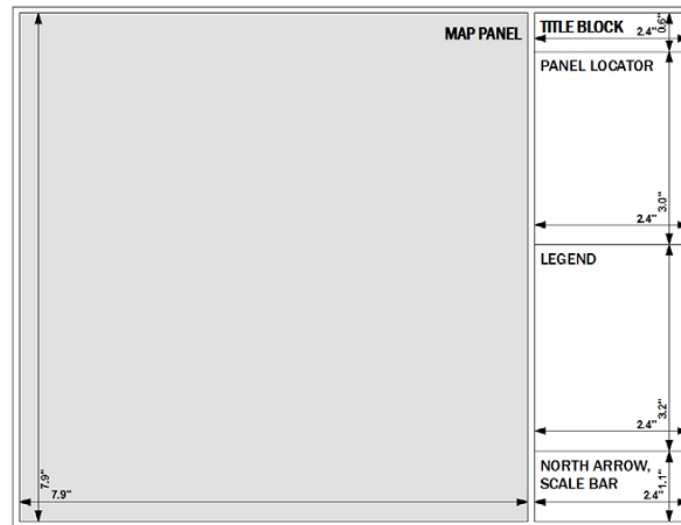


Figura 2.6 Ejemplo de diagrama de mapa de inundación (FEMA, 2013a).

Simbología - Atributos	
Ejemplo	Atributo
 Presas Big Creek	Alineamiento de la presa y etiqueta de texto
	Distancia aguas abajo de los marcadores de la presa
 Río Grande	Eje del cauce y etiqueta de texto
	Marcador tiempo de arribo y etiqueta de texto

Figura 2.7 Simbología sugerida en el uso en mapas de inundación para planes de acción en emergencia (FEMA, 2013a).

2.5 Evaluación de daños por inundación

Los eventos de inundación pueden generar consecuencias económicas, políticas, sociales, psicológicas, ecológicas, medio-ambientales y culturales (Pistrika, 2010). Estimar los daños potenciales de algún evento de inundación puede ser utilizado para, por ejemplo, planeamiento del uso del suelo, confección de mapas de riesgo de inundación y análisis beneficio-costos para la inversión en defensas contra inundaciones (ej. Charnwood Borough Council, 2003 & Kind, 2001 en Jongman B. et al., 2012).

Los daños por inundación puede ser clasificado en 4 tipos (Jongman B. et al., 2012):

- Directos tangibles (ej. Daño físico por contacto con agua).
- Directos intangibles (ej. Pérdida de vidas).
- Indirectos tangibles (ej. Perdida de producción e ingresos).
- Indirectos intangibles (ej. Trauma).

La estimación de daños es un proceso complejo que involucra factores hidrológicos-hidrodinámicos y socioeconómicos, y utilizan un cierto grado de generalización de las variables que intervienen.

En la práctica, las metodologías para estimar daños se basan en funciones que relacionan la infraestructura del sector inundado (ej. uso del suelo, estructuras puntuales, etc), variables hidrodinámicas (ej. Altura, velocidad, duración, contaminación del agua) y otros factores como prevención y tiempo de evacuación (Messner et al., 2007 & Merz et al., 2011, en Jongman B. et al., 2012).

Los métodos que utilizan solo la altura de inundación para estimar los daños (funciones “altura de inundación – daño”) fueron los primeros en ser propuestos en EEUU en los años 1960s y en la actualidad son internacionalmente aceptados como estándar en la estimación de daños en inundaciones (Smith, 1994; Kelman and Spence, 2004; Meyer and Messner, 2005; Merz et al., 2010; Green et al., 2011 en Jongman B. et al., 2012; Pistrika, 2010). Algunas metodologías multi-parámetro desarrollados recientemente son conceptuales (Nicholas et al., 2001, en Jongman B. et al., 2012), o desarrollados y/o validados para sectores específicos, por lo que requieren mayor investigación y transferibilidad (Jongman B. et al., 2012).

Existe una gran incertidumbre en la construcción de curvas de daños, debido principalmente a la incertidumbre en los activos relacionados con ellas y la gran cantidad de marcos metodológicos para medir o estimar daños con los que se construyen dichas curvas (Merz et al., 2004; Hall et al., 2005; Meyer and Messner, 2005; Messner et al., 2007; Apel et al., 2008; Freni et al., 2010; Merz et al., 2010; De Moel and Aerts, 2011; Green et al., 2011; Ward et al., 2011, en Jongman B. et al., 2012). Algunas diferencias en el marco metodológico de estimación de daños por inundación pueden estar relacionados con la escala espacial (basados en el objeto vs en el uso de suelo), tipos de función de daños (absoluta vs relativa), clases de daños, base de costo (costos de reemplazo versus costos de depreciación) y el número de variables hidrodinámicas incluidas. Además, algunas metodologías de estimación de daños están construidas en base a datos empíricos, mientras que otros se basan en criterios de expertos en combinación con escenarios de inundación artificial (Jongman B. et al., 2012).

Existe un sinnúmero de estas funciones de daño y de pérdidas las que se pueden encontrar en la literatura especializada, pero también existen metodologías de evaluación de daños y pérdidas incluidas en distintos softwares, los que integran este tipo de funciones. Algunos de estos softwares, que poseen amplio reconocimiento y son aplicados por agencias gubernamentales extranjeras e instituciones académicas, se presentan a continuación.

- FLEMO (Alemania).
- Netherlands Later study (Holanda).

- Rhine Atlas (Cuenca del río Rhine, Europa).
- The Flemish model (Belgica).
- Multi-Colored Manual (Reino Unido).
- HAZUS-MH (Estados Unidos, FEMA).
- JRC model (European Comission / HKV).

La Figura 2.8 muestra algunos ejemplos de curvas de daño utilizadas por estos softwares. Existen también algunas relaciones específicas para la estimación de daños y pérdida de vidas humanas en caso de rotura de presas. La Tabla 2.4 muestra en forma cualitativa la estimación de daños según la velocidad y altura de inundación para los casos de rompimiento de presa presentadas en RESCDAM (2001), mientras que la ecuación 2.1 presenta una relación para estimar la pérdida de vidas humanas para casos de rompimiento de presas según DeKay & McClelland (1993) en Jonkman S.N. et al. (2002), la que utilizó datos de 29 eventos de rotura de presas grandes o la ocurrencia de inundaciones repentinas en sectores de alto riesgo (ej. encajonados) en EEUU y Europa. Otras formulaciones para estimar la pérdida de vidas a causa de una rotura de presa se presentan en DeKay & McClelland (1993).

$$L = P \cdot (1 + 5.207 \cdot P^{0.513} \cdot e^{3.838 \cdot w - 4.012})^{-1} \quad 2.1$$

Donde:

L : Pérdida de vidas. P : Población en riesgo. w : Tiempo disponible para evacuar (hrs).

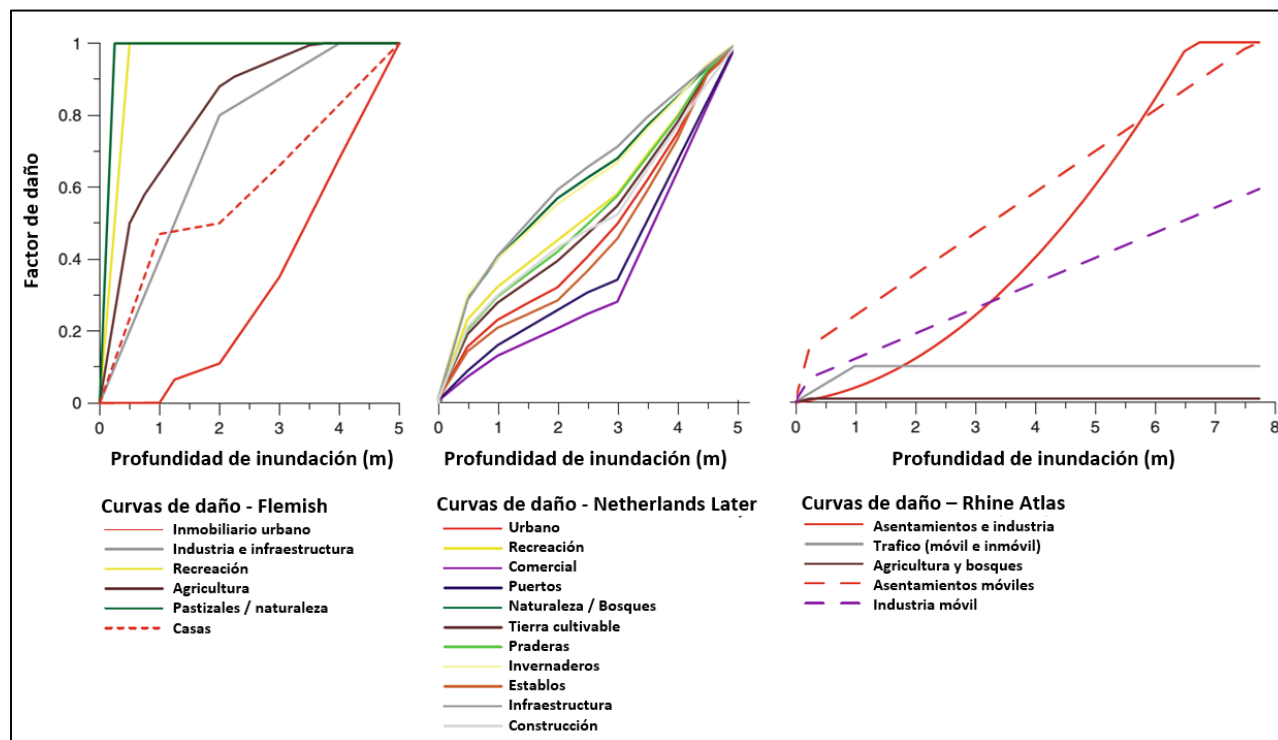


Figura 2.8 Curvas de daño utilizadas en Rhine Atlas (ICBR, 2001), Flemish Method (Vanneuville et al., 2006) y the Netherlands Later study (Klijn et al., 2007) presentadas en De Moel & Aerts (2010).

Tabla 2.4 Daños en casas según los parámetros v y d (velocidad y altura de inundación) (RESCDAM, 2001).

Tipo de casa	Daño parcial	Daño total
Marco de madera: Sin anclaje	$v \cdot d \geq 2 \text{ m}^2/\text{s}$	$v \cdot d \geq 3 \text{ m}^2/\text{s}$
Marco de madera: Anclada	$v \cdot d \geq 3 \text{ m}^2/\text{s}$	$v \cdot d \geq 7 \text{ m}^2/\text{s}$
Mampostería, concreto y ladrillo	$v \geq 2 \text{ m/s}$	$v \geq 2 \text{ m/s}$
	y $v \cdot d \geq 3 \text{ m}^2/\text{s}$	y $v \cdot d \geq 7 \text{ m}^2/\text{s}$

Donde v es la velocidad y d la altura de escurrimiento.

2.6 Clasificación de presa según riesgo potencial

Existen muchas agencias gubernamentales extranjeras que poseen guías para la clasificación de presas según el riesgo potencial. A continuación se presentan los criterios utilizados por la Federal Emergency Management Agency (FEMA) en EEUU, The New Zealand Society On Large Dams, (NZSOLD) de Nueva Zelanda y la Canadian Dam Association (CDA) de Canadá.

2.6.1 Criterio FEMA en EEUU

El criterio de clasificación de presa utilizado por FEMA (2004) considera que sin importar el tamaño de la presa, esta puede presentar un peligro a la vida e infraestructura aguas abajo de la presa cuando se genera una descarga de caudal sin controlar. La clasificación asignada debe ser basada en el caso más desfavorable a ocurrir en caso de falla de la presa, para ello, se deben evaluar todos los escenarios de falla y seleccionar el de mayor riesgo potencial.

La Tabla 2.5 presenta las categorías según su riesgo potencial utilizadas por FEMA.

Tabla 2.5 Categorías de presa según su riesgo potencial utilizadas por FEMA (2004).

Clasificación según riesgo potencial	Pérdida de vidas humanas	Daños económicos, medio ambientales, líneas de supervivencia.
Bajo	Ninguna	Bajo y generalmente limitado a los dueños del embalse.
Significante	Ninguna	Si
Alto	Probable. Una o más esperadas.	Si (pero no necesario para esta clasificación)

2.6.2 Criterio de NZSOLD en Nueva Zelanda

La normativa de Nueva Zelanda para la clasificación de presas se encuentra en Satyanand A. (2008). En él se establecen los siguientes pasos para la clasificación de presas:

1. Identificar los efectos de la descarga de caudal no controlada desde el embalse, debido a una falla que se pudiese producir cuando se encuentra al máximo de su capacidad.
2. Usar la Tabla 2.6 para determinar la categoría de daño según los daños posibles. De esta tabla se debe seleccionar la categoría de mayor nivel de daño.
3. Definir la población en riesgo (PAR por las siglas en inglés, Population At Risk).
4. Usar la Tabla 2.7 para determinar la clasificación de la presa, correlacionando los daños producidos junto con la población en riesgo.

Tabla 2.6 Criterios para evaluación de daño (Nueva Zelanda).

Nivel de daño	Casas ¹	Infraestructura mayor o crítica ²		Daño al medio ambiente	Tiempo de recuperación de la comunidad
		Daño	Tiempo de reparación ³		
Catastrófico	Más de 50 destruidas	Extensivo y una amplia destrucción y daño a infraestructura mayor	Más de 1 año	Daño generalizado	Varios años
Mayor	4 a 49 casas destruidas y un número de casas dañadas	Extensiva destrucción o daño a 1 elemento de infraestructura mayor	Hasta 12 meses	Alto daño, el que supone una costosa reparación	Años
Moderado	1 a 3 casas destruidas y algunas dañadas	Daño significativo al menos sobre 1 elemento de infraestructura mayor	Hasta 3 meses	Significante pero recuperable	Meses
Mínimo	Daño menor	Daño menor a elementos de infraestructura mayor	Hasta 1 semana	Daño a corto plazo	Días a semanas

1 En relación a las casas, destruido significa imposible de habitar.

2 El tiempo de reparación incluye:

- a) Líneas de suministro (electricidad, agua, gas, sistemas de transporte, aguas residuales, comunicaciones -redes y nodos de conexión-) y;
- b) instalaciones de emergencia (hospitales, policía, bomberos) y;
- c) instalaciones industriales, comerciales, o instalaciones comunitarias, la pérdida de las que podrían tener un impacto significativo en la comunidad y;
- d) la presa, si la presa presta un servicio que es crítico a la comunidad y ese servicio no puede ser brindado por un medio alternativo

Incluye

3 El tiempo estimado suficiente para reparar las instalaciones y que estas retornen a la operación normal.

Tabla 2.7 Clasificación de presa (Nueva Zelanda).

Nivel de daño determinado	Población en riesgo (PAR)*			
	0	1 a 10	11 a 100	Más de 100
Catastrófico	Alto impacto potencial	Alto	Alto	Alto
Mayor	Medio impacto potencial	Medio/Alto ⁴	Alto	Alto
Moderado	Bajo impacto potencial	Bajo/Medio/Alto ³ y 4	Medio/Alto ⁴	Medio/Alto ² y 4
Mínimo	Bajo impacto potencial	Bajo/Medio/Alto ¹ 3 y 4	Bajo/Medio/Alto ¹ 3 y 4	Bajo/Medio/Alto ¹ 3 y 4

* La población en riesgo se define como la expuesta a una altura de inundación superior a 0,5 m.

1 Con un PAR de 5 o más personas, es poco deseable que el impacto potencial sea bajo

2 Con un PAR de 100 o más personas, es poco deseable que el impacto potencial sea medio

3 Utilizar una clasificación media si es altamente probable la pérdida de vidas

4 Utilizar una clasificación alta si es altamente probable que se pierdan 2 o más vidas

2.6.3 Criterio de CDA en Canadá

Canadá utiliza un sistema de clasificación con cinco categorías de riesgo. Su elección se realiza utilizando los siguientes pasos y basándose en la tabla Tabla 2.8 (CDA, 2007):

1. Para cada consecuencia de la falla de presa, se selecciona la categoría que representa de forma más cercana, los daños y pérdidas que son potenciales de ocurrir.
2. Identificar la clasificación de la presa correspondiente a cada consecuencia de falla.
3. Finalmente la clasificación de la presa es la que presenta la categoría más desfavorable de las consecuencias de daño evaluadas.

Tabla 2.8 Clasificación de presa según CDA, Canadá.

Clasificación de la presa	Población en Riesgo	Consecuencias de falla		
		Perdida de vida	Medio ambiente y valor cultural	Infraestructura y economía
Bajo	Ninguna ¹	No hay posibilidad de pérdida de vidas, más que casos excepcionales.	Mínimas pérdidas a corto plazo y sin daños a largo plazo o deterioro de: Hábitat de vida salvaje, o Especies raras o en peligro, o Lugares de significancia cultural	Pérdidas económicas mínimas y mayormente limitadas al dueño de la presa, con poco potencial para el desarrollo dentro de la zona de inundación de la presa.
Significante	Temporal solamente ²	Baja posibilidad de múltiples pérdidas	Sin pérdidas significativas o deterioro de: Hábitat de vida salvaje, o Especies raras o en peligro, o Paisajes endémicos, o lugares de significancia cultural, donde la restauración es altamente posible	Bajas pérdidas económicas afectando de forma limitada infraestructura y residencias, transporte público o servicios o instalaciones comerciales, o daño a sitios que son utilizados temporalmente.
Alto	Permanente ³	10 o menos	Pérdida significativa o deterioro de: Hábitat importante de vida salvaje, o Especies raras o en peligro, o Paisajes endémicos, o lugares de significancia cultural, donde la restauración es altamente posible	Altas pérdidas económicas afectando importante infraestructura, transporte público o servicios o instalaciones comerciales, o destrucción localizada a severa en áreas residenciales.
Muy Alto	Permanente ³	100 o menos	Pérdida significativa o deterioro de: Hábitat importante de vida salvaje, o Especies raras o en peligro, o Paisajes endémicos, o lugares de significancia cultural, donde la restauración es posible pero impráctica.	Muy altas pérdidas económicas, con daños importantes a infraestructura, transporte público o servicios o instalaciones comerciales, o destrucción localizada o daño importante a áreas residenciales.
Extremo	Permanente ³	Más de 100	Pérdida mayores o deterioro de: Hábitat importante de vida salvaje, o Especies raras o en peligro, o Paisajes endémicos, o lugares de significancia cultural, donde la restauración es imposible	Pérdidas económicas extremas que afectan la infraestructura crítica, transporte público o servicios o instalaciones comerciales, o destrucción localizada o daño severo a áreas residenciales.

1 No es identificable una población en riesgo

2 La población es ocasional y localizada temporalmente de forma irregular en la zona de inundación, por ejemplo pasando a través de rutas de transporte o participando en actividades recreativas

3 La población en riesgo está presente de forma regular en las zonas de inundación, sea ya para vivir, recrearse o trabajar.

3 Antecedentes

3.1 Estudios anteriores

3.1.1 ARRAU Ingeniería Ltda, 2013. Estudio básico diagnóstico de obras hidráulicas y fluviales Quebrada de Camarones, región de Arica y Parinacota

Este estudio tuvo por objetivo la actualización y mejora del estudio denominado “Mejoramiento Embalse Caritaya” desarrollado por IPLA en el año 1993; y estimar la conveniencia para el país de realizar el proyecto, de acuerdo al nuevo escenario económico y de obras requeridas.

El estudio propuso la reparación y construcción de las obras de mejoramiento de regadío de la Quebrada de Camarones y complementó los estudios realizados por SMI en el año 2008, donde se evaluó el tema agronómico básico del valle de Camarones. R.E.G. de agosto 2002 y el Diagnóstico Definitivo Reparación Embalse Caritaya, SMI, de marzo 2008.

Se realizó un análisis hidrológico e hidráulico de la cuenca de Camarones a través de una modelación en Hec-Ras. Se identificaron los sectores de inundación y las zonas en riesgos.

Se confeccionó planos de planta, escala 1:2.000, correspondientes a la restitución aerofotogramétrica o satelital, donde figuró el cauce actual del río Camarones y sus afluentes, en todo el tramo que abarcó el estudio.

Se elaboró un catastro de bocatomas para canales de riego existentes a lo largo del cauce y se evaluó su emplazamiento frente a crecidas y su eficiencia de acuerdo a su ubicación y utilización.

Tomando como referencia los estudios ya realizados, se analizó la situación agropecuaria actual y proyectarla, en función de la mayor seguridad de riego que el proyecto generaría.

Adicionalmente, se desarrolló un Programa de Participación Ciudadana y se realizó un Estudio Ambiental.

Finalmente se preparó un programa de inversión para las defensas fluviales propuestas, estimando sus costos de construcción, se realizó su evaluación a precios sociales y de mercado y se estimó sus indicadores de rentabilidad.

3.1.2 SMI Ltda, 2008. Diagnóstico definitivo reparación Embalse Caritaya, provincia de Arica

Este estudio elaboró un diagnóstico del estado general del embalse y de sus obras componentes. Se excluyeron las obras mecánicas de entrega y descarga, que son parte de un estudio independiente.

Se desarrollaron trabajos adicionales requeridos en materia de estudios básicos para precisar las soluciones de reparación.

Se realizó un análisis técnico-económico de las distintas soluciones que permitiera la toma de decisiones, en conjunto con la DOH, para permitir la reparación de las obras de este embalse.

Se confeccionó un diseño definitivo de las obras de reparación de la alternativa elegida.

Se desarrolló un Estudio de Análisis Ambiental (EAA) y de Participación Ciudadana (PAC).

Finalmente se realizó un análisis sobre el financiamiento de las obras mediante el uso del DFL 1.123/1981.

3.1.3 SMI, 2005. Batimetría y Fotografía Embalse Caritaya

En esta consultoría se realizaron trabajos topo-batimétricos del embalse Caritaya. La Figura 3.1 muestra el área levantada topográficamente.

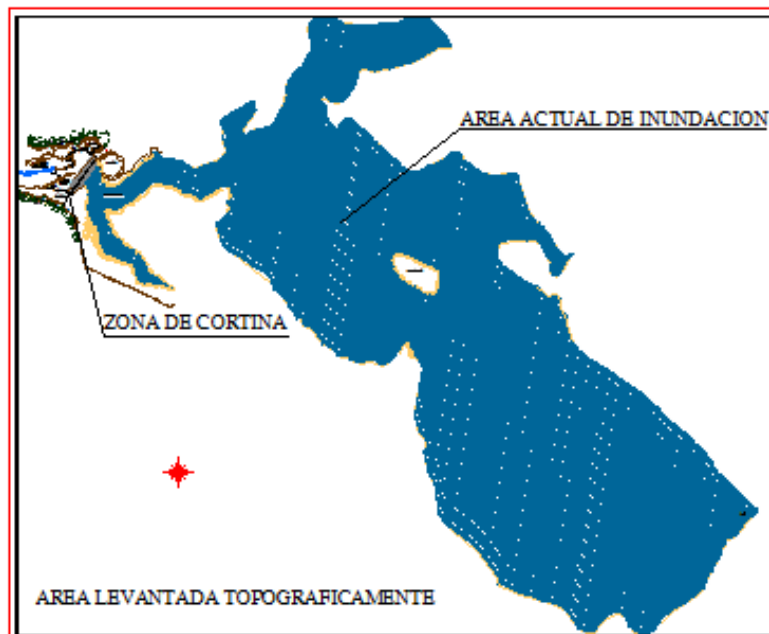


Figura 3.1 Área levantada topográficamente SMI (2005).

3.2 Trabajos de terreno

El objetivo de los trabajos de terrenos para este estudio es la obtención de información de infraestructura, uso de suelo y población en la zona de interés aguas abajo del embalse Caritaya. Adicionalmente se debía determinar las características hidráulicas de los lechos para efectos de modelación. Sin embargo como resultado de la etapa de recopilación de antecedentes del presente estudio, se determinó que gran parte de la información requerida de levantar se encontraba en Arrau (2013). Debido a la cercanía temporal del estudio ya mencionado, se consideró que la información en él es suficientemente actualizada para los fines de este estudio.

Por lo anterior, los trabajos de terreno realizados en Febrero de 2015 se limitaron a la verificación de dicha información, y complementarla donde fuera necesario. La información a levantar, faltante en Arrau (2013), fue levantada en estos trabajos y/o recopilada a partir de otros estudios (obras del embalse y su estado).

La información verificada y actualizada se presenta en los siguientes sub-capítulos asociados a estos trabajos.

3.3 Hidrología

Para el presente estudio se requiere contar con una estimación de los hidrogramas afluentes al embalse para distintos periodos de retorno. Esta información se obtuvo de SMI Ltda (2008), la cual tuvo como objetivo estimar la disponibilidad de recursos hídricos para el abastecimiento de riego, así como los caudales de crecidas afluentes al embalse para la evaluación de las obras de evacuación.

En SMI (2008) se estimaron los hidrogramas afluentes al embalse para 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1.000 y 10.000 años de periodo de retorno a partir del método del Hidrograma Unitario Sintético el que utilizó como base un análisis de frecuencia para la precipitación diaria máxima en la estación Pumire, una distribución de precipitación (según Benitez, 1985 en SMI, 2008) y el cálculo del hietograma de precipitación efectiva según el método de Curva Numero.

La Figura 3.2 muestra los hidrogramas de escorrentía directa asociados a tormentas asociadas a distintos periodos de retorno afluentes al embalse Caritaya.

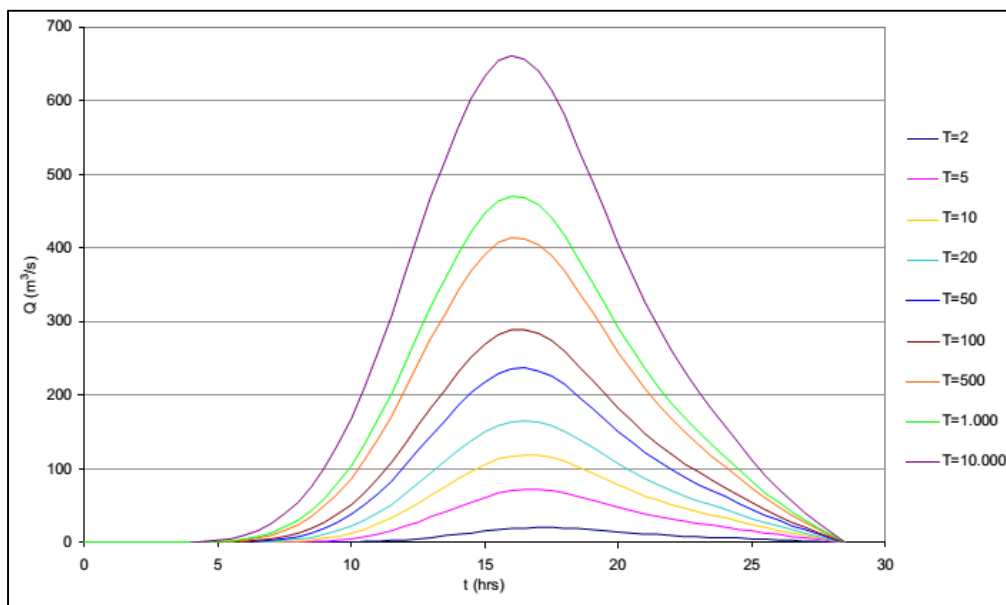


Figura 3.2 Hidrogramas de escorrentía directa asociados a tormentas de distintos periodos de retorno afluentes al embalse Caritaya (SMI, 2008).

3.4 Topografía

Para el presente estudio se utilizó la información topográfica generada en Arrau (2013), la que consiste en una estéreo restitución fotogramétrica digital, en base a imágenes del satélite GeoEye-1 corregidas para georreferenciarlas al sistema de coordenadas WGS84 UTM zona 19 sur, abarcando el área comprendida entre el muro del embalse Caritaya hasta la localidad de Cuya. La escala de esta cartografía es 1:2.000.

Para la corrección horizontal y vertical se utilizaron puntos de control definidos a partir de puntos representativos de terreno, obtenidos a través de Sistemas de Posicionamiento Global (GPS) de doble frecuencia.

La Figura 3.3 muestra las curvas de nivel resultantes de la información topográfica obtenida en Arrau (2013) y utilizada en el presente estudio.



Figura 3.3 Información topográfica obtenida en Arrau (2013).

3.5 Embalse Caritaya y sus obras

Este Embalse fue construido entre 1931 y 1935 para fines de mejorar la seguridad de riego. Se ubica sobre el río Caritaya a una altura de 3.600 msnm, unos 12km aguas arriba de su confluencia con el río Ajatama, en la comuna de Camarones, Provincia de Arica, región de Arica y Parinacota (SMI, 2008).

La presa del embalse ha dejado de funcionar en algunos períodos pero actualmente se encuentra en funcionamiento al haber sido reparada en el año 2008 (Arrau, 2013).

La información relativa al embalse Caritaya y sus obras, necesaria para el desarrollo del presente estudio se presenta a continuación.

El Embalse Caritaya está constituido básicamente por los siguientes elementos (SMI, 2008):

- Cuerpo de presa compuesto de enrocados, con taludes externos en aguas arriba y aguas abajo de 1V:1,5H, y altura 35 m.
- Pantalla de impermeabilización en el paramento de aguas arriba, constituida por losetas de hormigón armado de: 7,50 x 7,50 m las inferiores y de 2,50 x 2,50m las superiores.
- Túnel de desvío revestido en hormigón, situado en el estribo izquierdo, con sección medio punto de 4m de base y 3m de altura. Dentro del túnel se encuentran las obras mecánicas de entrega.
- Evacuador de crecidas, situado en la ladera izquierda del río, formado por un canal excavado en roca de 40 m de ancho, sin revestimiento.

Las características principales del Embalse, según información original, se presenta en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Características de la presa del embalse Caritaya según información original (SMI, 2008).

Características	Dimensión	Unidad
Altura sobre el nivel del mar	3.600	msnm
Superficie hoya hidrográfica	453	km ²
Capacidad de almacenamiento	42.171.000	m ³
Longitud de coronamiento del muro	156	m
Ancho del coronamiento	5	m
Altura máxima del muro sobre el plano de válvulas	38,50	m
Revanca del coronamiento sobre el vertedero	4	m
Altura útil del agua	34,50	m
Capacidad vertedero de rebalse	180	m ³ /s

* La capacidad del vertedero de rebalse fue re calculada en este estudio, dando un valor de 595 m³/s utilizando la ecuación 4.1 presentada en el subcapítulo 4.1.

Además, en SMI (2008) se realizaron trabajos topográficos con el embalse vacío, mientras se desarrollaban las labores de reparación de la cortina del muro, instalación de torre de toma y reemplazo de tuberías y válvulas. De estos trabajos se obtuvo la siguiente información:

- La cota de la obra de evacuación de crecidas es 3.638 msnm, lo que de acuerdo con la curva de embalse significa un volumen máximo a embalsar de 38 Hm³ para una altura útil de embalse de 31 m.
- La cota estimada de radier del túnel es de 3.605,5 msnm, pero dada la existencia de sedimento en la zona la topografía refleja valores sobre la cota 3.607 msnm.
- En sus primeros 15 m de altura la obra posee una capacidad de regulación de 1,5 Hm³ y entre los 15 y 20 m una capacidad de 4,1 Hm³, produciéndose la gran regulación desde los 20 m de altura aproximadamente.

- Curvas de volumen y superficie de agua embalsada a las cuales se les ajustó curvas, tal como muestra la Figura 3.4.

La principal observación con respecto a los datos obtenidos por SMI (2008) es el importante volumen de agua que puede ser almacenado en los 4 últimos metros útiles hasta la cresta del vertedero (27,7 Hm³), lo cual representaría casi un 72% en magnitud del volumen máximo de almacenamiento de 38,43 Hm³.

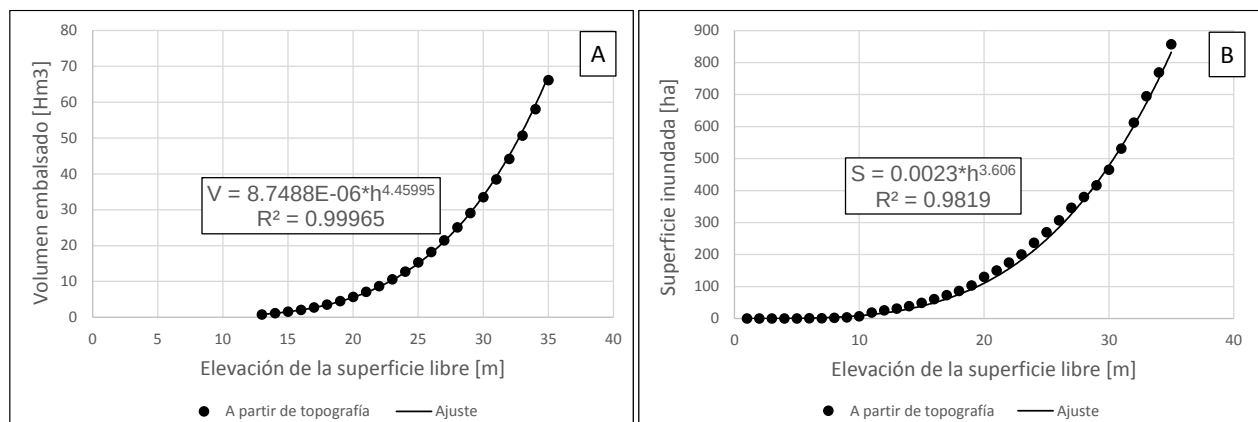


Figura 3.4 Curvas de embalse (a partir de SMI, 2008): A) Volumen embalsado. B) Superficie inundada. Donde h es la elevación de la superficie libre del agua medida desde la base del embalse [m], V es el volumen almacenado [Hm³] y S es la superficie inundada [ha].

El sistema de entrega y regulación está compuesto por 2 válvulas tipo mariposa de 600 mm con accionamiento hidráulico manual, 2 válvulas tipo compuerta de 100 mm con accionamiento manual, 2 válvulas tipo ventosa de 100 mm de accionamiento automático y dos válvulas de chorro hueco (howell bungler) de 500 mm, en conjunto con un sistema de tuberías y by-pass de 500 y 600 mm de diámetro nominal. La sala de válvulas se encuentra dentro del túnel que trae las aguas desde torre de toma dentro del cuerpo del muro, aguas abajo del tapón.

El sistema de entrega fue reparado en el año 2008-2009 (Arcadis Geotécnica, 2008), sin embargo por información entregada por la DOH regional, este debe ser reparado nuevamente debido al desgaste de algunas piezas. De la inspección visual no se observan tuberías corroídas, sin embargo la válvula final Howell Bungler muestra falta de mantención y engrase, lo que puede complicar su operación de apertura y cierre. No se observan filtraciones mayores del muro o de las tuberías dentro del túnel.



Figura 3.5 Estado de obras de entrega y regulación.

El sistema de evacuación de crecidas está compuesto por un vertedero de pared gruesa de tipo frontal de 40 m de longitud, el que se encuentra en el costado izquierdo del muro (mirando hacia aguas abajo), y un rápido de descarga de sección variable en terreno natural, limitado por muros de mampostería de altura también variable superior a 1,5 m. La Figura 3.6 muestra en planta el sistema de evacuación de crecidas, mientras que la Figura 3.7 muestra en corte la sección del muro y vertedero de evacuación de crecidas.

Al llegar a la sección final del rápido de descarga, la cota de razante baja abruptamente por el talud del cerro llegando al lecho del río Caritaya, esta descarga está ubicada aproximadamente a 30-40 metros de la sección de salida de la válvula de chorro hueco del sistema de entrega y regulación.

De la inspección visual se observó que la sección de acercamiento y la cresta del vertedero se encuentran en buen estado, sin embargo el rápido de descarga posee una parte importante erosionada y de fondo irregular.

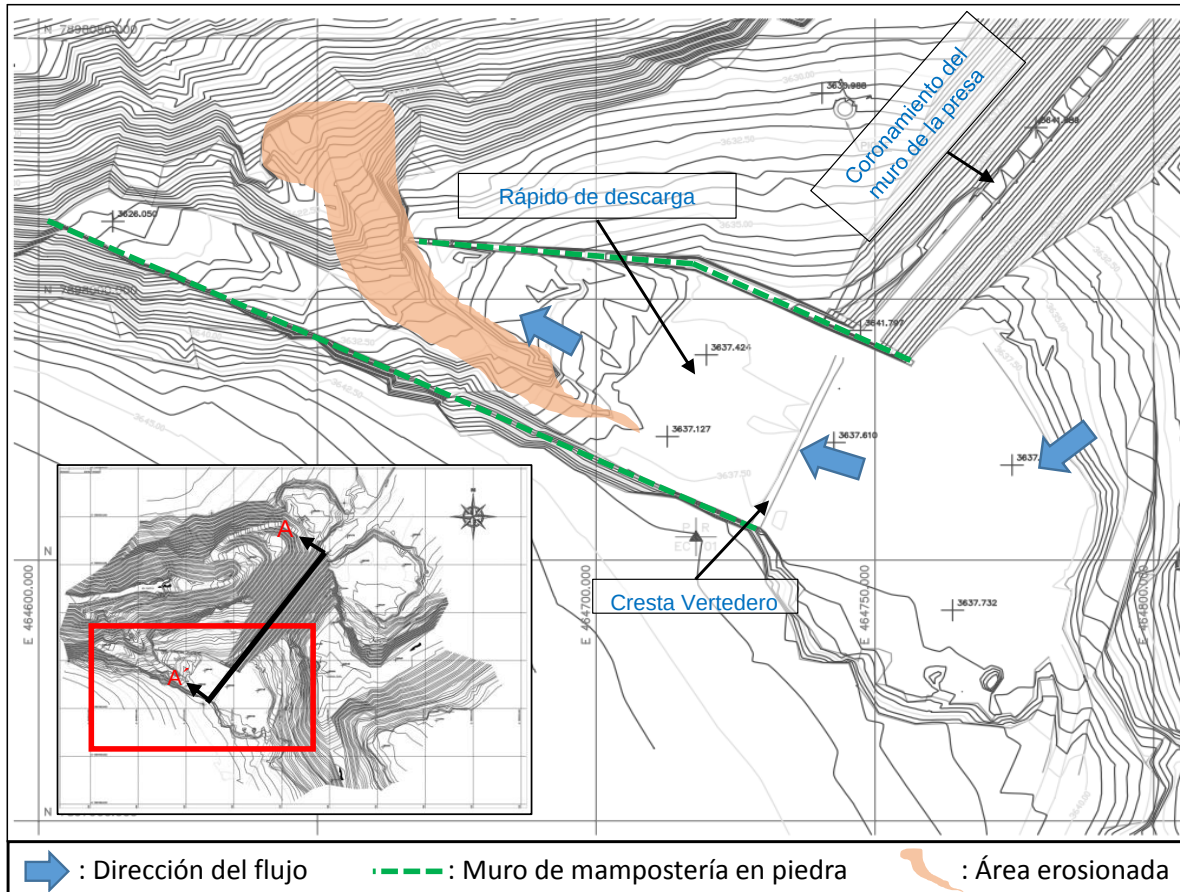


Figura 3.6 Vista en planta del sistema de evacuación de crecidas (Elaboración propia a partir de SMI, 2008).

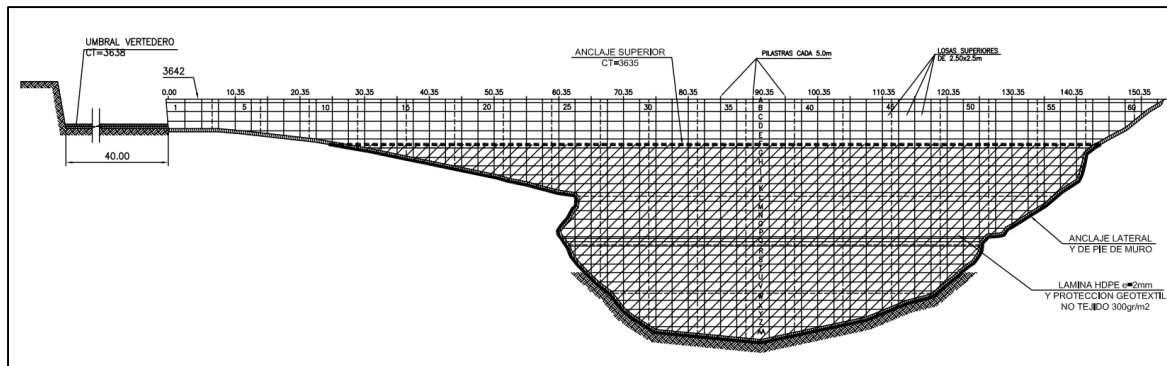


Figura 3.7 Configuración geométrica longitudinal del muro y vertedero de evacuación de crecidas (SMI, 2008).

3.6 Obras e infraestructura existente

De Arrau (2013) e inspección en terreno se realizó un catastro de las obras e infraestructura a lo largo del río Caritaya y Camarones desde los pies de la presa del embalse Caritaya hasta el pueblo de Camarones. Las obras presentes en este sector son principalmente obras de riego como las que se especifican en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Fichas de infraestructura levantada ARRAU (2013).

Tipo de Obra	Detalle fichas
Obras en el cauce	Bocatomas
	Encauces
	Alcantarillas
	Puentes
	Tranques
	Defensas fluviales (gaviones)
Canales de riego	Parte alta, media, baja

Cada una de las obras identificadas, se encuentra individualizada a través de coordenadas, las cuales fueron obtenidas en terreno a través del uso de un posicionador satelital (GPS), teniendo como referencia el sistema UTM con origen en el Datum WGS 1984, huso 19. Adicionalmente fueron clasificadas según su estado general de conservación (Arrau, 2013).

El detalle del catastro se presenta en Anexo N°3 y se incluye en el Anexo digital N°4 (información geográfica).

3.7 Uso del Suelo

De la información revisada en la página web del MINVU² se determinó que la quebrada de Camarones no cuenta con instrumentos de planificación territorial, sean estos planes reguladores comunales o intercomunales. Sin embargo, a comienzos de mayo del 2015 se comenzó el proceso de licitación para el desarrollo de planes seccionales, donde se dividió la quebrada en dos sectores: Codpa-Guañacagua y Cuya-Caleta Camarones (ver Figura 3.9).

Por lo anterior, la clasificación rural, interurbano y urbano se aplican sólo referencialmente.

La quebrada de Camarones se encuentra con un desarrollo tanto en infraestructura y vivienda muy inferior con respecto a otras quebradas de la XV región. La población se encuentra

² <http://observatorios.minvu.cl/esplanurba/main.php?module=prc>

asociada principalmente a poblados aislados, por lo que gran parte del territorio se podría definir como de uso rural. Existe una gran dependencia con respecto a los servicios entregados en la comuna de Arica y Codpa, no existiendo en la zona, por ejemplo: posta rural, servicentros u otros servicios básicos de importancia. El uso del suelo en el territorio es en gran parte asociado a la agricultura y en proporción menor a ganadería de caprinos y ovinos.

Con respecto al uso industrial, en la visita a terreno realizada en Febrero 2015 sólo se pudo observar las instalaciones de la mina Belén en la localidad de Taltape, ubicada al norte del poblado de Camarones.



Figura 3.8 Acceso instalaciones mina Belén localidad de Taltape.

En Arrau (2013) se presenta una descripción detallada del uso del suelo. Esta información de uso de suelo contempló la siguiente clasificación: uso agrícola, grama salada, pasto natural, forestal, sin uso, matorral, urbano, urbano industrial, pie de monte y duna. En el Anexo digital N°4 se incluyen las áreas y su clasificación de uso de suelo elaborados por Arrau (2013).

En la Tabla 3.3 se encuentran los porcentajes de uso de suelo para cada categoría, los valores están calculados para el área de estudio revisada por Arrau (2013) hasta la hacienda Cuya.

Tabla 3.3 Uso actual de suelos (Arrau 2013).

Uso de Suelo	Superficie (ha)	Porcentaje (%)
Agrícola	962,18	24,58
Alfalfa	867,00	22,14
Hortalizas	5,12	0,13
Maíz	51,71	1,32
Barbecho	38,36	0,98
Pasto natural	68,86	1,76
Gramma salada	504,19	12,88
Forestal	0,31	0,01
Matorral	865,75	22,11
Urbano	22,37	0,57
Urbano industrial	25,02	0,64
Pie de monte	18,81	0,48
Duna	544,37	13,90
Sin uso	421,66	10,77
Caja de río y otros	481,59	12,30
Total	3.915,11	100,00

3.8 Población

El análisis de los antecedentes de población proviene del estudio elaborado por Arrau (2013). Este fue desarrollado utilizando información del Censo del año 2002 que aún es válido para el desarrollo de políticas públicas según lo informado por el INE.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el Censo de Población y Vivienda del año 2002, la población en la comuna de Camarones alcanza 1.220 habitantes, lo que corresponde a un 0,65% del total de habitantes de la provincia de Arica, y a un 0,64% de la Región de Arica y Parinacota. Se proyecta para el año 2012 un aumento de la población que alcanzaría los 1.726 habitantes, correspondiendo a una variación de un 41,48%, muy por encima de lo estimado para la situación a escala regional. En términos de densidad poblacional, la comuna de camarones alcanzaría un valor de 0,37 habitantes por km².

En la Comuna no existen ciudades, pueblos ni aldeas, restringiéndose a asentamientos de tipo caseríos e inmuebles dispersos.

Tanto de la visita a terreno, como de la cartografía escala 1:2.000 desarrollada por Arrau (2013), se puede comentar que la mayor parte de la población se encuentra en zonas

resguardadas ante eventuales crecidas, por encontrarse las viviendas en las laderas o terrazas aledañas al cauce del río Camarones, con importantes diferencias de cota con respecto al cauce principal.

Otro de los puntos que llamo la atención en los trabajos de terreno, y que debe ser tomado en consideración en el estudio de riesgo, es que una parte importante de las viviendas son temporales, donde algunas familias tienen su hogar tanto en la zona de Camarones como en la comuna de Arica. Gran parte de estos caseríos son compuestos por grupos familiares, los que encargan el cuidado de sus viviendas a vecinos cuando no están habitando sus residencias.

La comuna de Camarones para el Censo de 2002 constaba con 5 distritos censales: Cuya en la costa, Codpa, Camarones y Esquiña, finalmente subiendo por el valle, Caritaya.

En la Tabla 3.4 se muestra la población total para el año 2002 y proyectada al año 2012 (Arrau, 2013), mientras que la Tabla 3.5 presenta la población urbano – rural. Finalmente en Tabla 3.6 se muestra la distribución poblacional por distritos censal de la comuna.

Los caseríos más importantes que conforman la comuna son (Censo 2002, INE en INE 2005): Caleta Camarones (44 hab.), Camarones (46 hab.), Cerro Blanco (7 hab.), Cerro Blanco (8 hab.), Chitita (30 hab.), Cobija (18 hab.), Cochiza (11 hab.), Codpa (159 hab.), Cuya (64 hab.), Esquiña (51 hab.), Guañacagua (64 hab.), Guatanave (33 hab.), Illapata (46 hab.), Maquita (21 hab.), Marquirave (12 hab.), Mulluri (43 hab.), Pachica (10 hab.), Parcohaylla (35 hab.), Poroma (2 hab.), Saguara (8 hab.), Sucuna (7 hab.), Taltape (28 hab.), Tímar (17 hab.), Umirpa (14 hab.). De estos caserios, solo Illapata se encuentra dentro del valle de camarones.

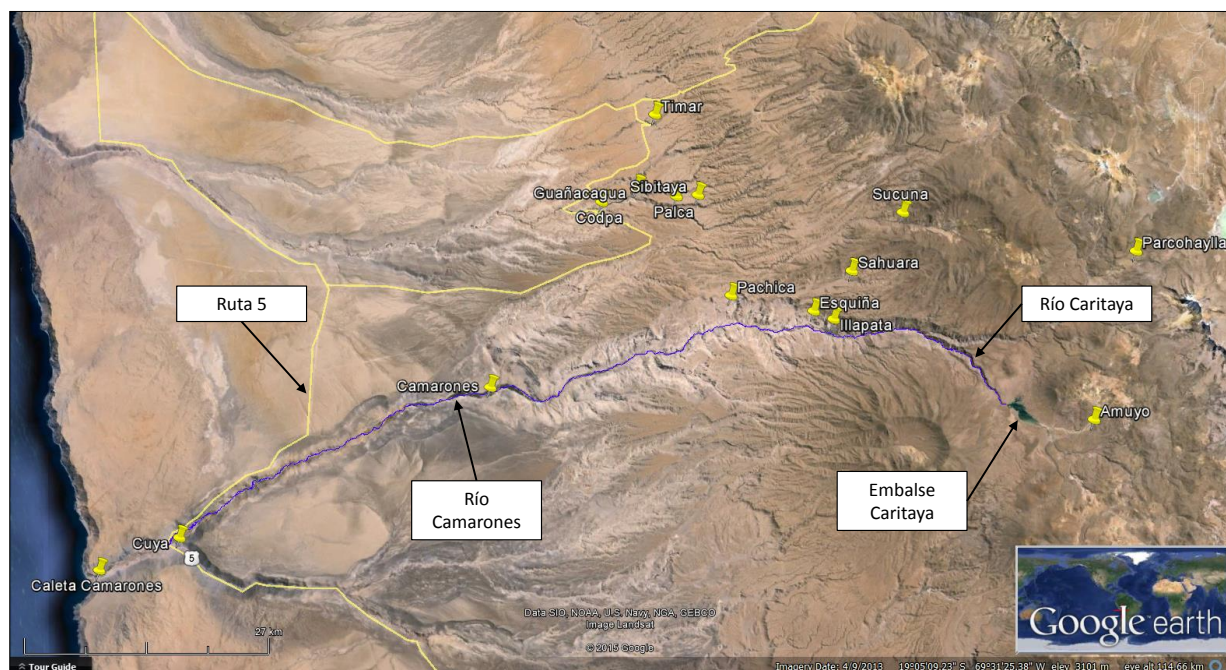


Figura 3.9 Poblados en comuna de Camarones.

Tabla 3.4 Población total 2002 y proyectada al año 2012 (Arrau, 2013).

Territorio	Año 2002	Año 2012	Variación (%)
Comuna de Camarones	1.220	1.726	41,48
Región de Arica y Parinacota	189.644	181.402	-4,35
País	15.116.435	17.398.632	15

Tabla 3.5 Población urbano – rural (Censo 2002, INE en Arrau 2013).

Tipo de Población	Región de Arica y Parinacota		Comuna de Camarones	
	Nº	%	Nº	%
Urbano	176.676	93,2	0	0,0
Rural	12.968	6,8	1.220	100,0
Total	189.644	100,0	1.220	100,0

Tabla 3.6 Distribución población según distrito (Censo 2002, INE en Arrau 2013).

Distrito Censal	Nº Habitantes
Codpa	653
Caritaya	94
Esquiña*	128
Camarones*	203
Cuya **	142
TOTAL	1.220

* Aguas abajo de embalse Caritaya.

** Aguas abajo de embalse Caritaya y del área de estudio.

4 Estimación de hidrogramas por vertimiento y falla de presa

La estimación de los hidrogramas generados por vertimientos y fallas de la presa tiene el objetivo de proporcionar las condiciones de borde aguas arriba en los modelos de inundación.

Para estimar los hidrogramas de vertimiento, se consideraron hidrogramas afluentes al embalse, asociados a crecidas de periodo de retorno 100, 500 y 1.000 Años.

Respecto a los hidrogramas asociados a rompimiento de presa, se evaluaron dos mecanismos de rotura, tubificación y sobre-vertimiento. Se utilizó el modelo de base física NWS BREACH, recomendado en FEMA (2013a). Debido a la inexistencia de datos granulométricos del núcleo de la presa, los que son esenciales para modelar de forma adecuada los procesos de erosión y transporte de sedimentos, se acordó con la Inspección Fiscal (IF) utilizar la información granulométrica disponible de la presa del embalse Conchi, ubicada en la región de Antofagasta.

Se consideró como condición inicial (al momento de inicio de la crecida y de falla de presa) las alturas de agua embalsada propuestas a evaluar en FEMA (2013a), presentadas en Tabla 4.1. Sin embargo la altura $H_{\max}$ se descartó debido a que las características del evacuador de crecidas no permitirían que esta situación ocurriese al tener una capacidad estimada de 595 [m³/s] (ver ecuación 4.1). Este caudal está asociado a una crecida afluente al embalse con caudal peak de 1.324 m³/s, el cual es dos veces superior al caudal de periodo de retorno 10.000 años calculado en SMI (2008).

En los siguientes sub-capítulos se presenta la metodología utilizada para la estimación de los hidrogramas asociados tanto a vertimiento como a rotura de presa.

Tabla 4.1. Altura de agua embalsada consideradas para estimar los hidrogramas de vertimiento y falla de presa.

Nomenclatura	Volumen [Hm³]	H [m]	Descripción escenario (FEMA, 2013a)
$H_{\max}$	66,13 (100%)	35,0	Representa un caso extremadamente conservador y la condición más desfavorable de falla. Está pensada para presas donde existen sistemas de desagüe mecanizados, tales como compuertas, donde se puede almacenar un volumen por sobre la cota de la cresta del vertedero. La altura corresponde a la mayor de elevación antes que comience a sobrevertir, también podría entenderse como la cota de coronamiento del muro. Este escenario considera que existe una falla del sistema mecanizado, no pudiendo abrir y acumulando hasta el tope de la presa.
H_{ver}	38,43 (58%)	31,0	Esta condición representa un caso intermedio, pero más probable. Este escenario considera que el sistema primario de vaciado (sistema de válvulas) falla y la presa acumula agua hasta la altura del vertedero.
H_{nom}	16,73 (25,2%)	25,6	Esta altura representa el valor que comúnmente toma la presa cuando funciona normalmente en la época sin lluvias. En el caso menos desfavorable se podría adoptar la altura correspondiente a la cota de la torre de toma de la descarga primaria (válvulas).

4.1 Hidrogramas por vertimiento

Para que se produzca una descarga del vertedero por caudales extremos, es necesario considerar la existencia de una crecida afluyente al embalse. Se utilizó la información hidrológica generada en SMI (2008), sin embargo se debió realizar correcciones a sus resultados debido a la existencia de un error en la aplicación del método del hidrograma sintético unitario. La Tabla 4.2 y Figura 4.1 muestran los hidrogramas corregidos para los periodos de retorno utilizados en el presente estudio (100, 500 y 1.000 años). En Anexo N°4 se presenta, a partir de información en SMI (2008), el desarrollo de los cálculos hidrológicos para obtener dichos hidrogramas.

Para obtener los hidrogramas de descarga del vertedero, asociados a las crecidas antes mencionadas, se rastreó hidrológicamente las crecidas dentro del embalse utilizando una ecuación de continuidad y la función de vertedero de pared gruesa presentada en la ecuación 4.1 (con coeficiente de gasto $m = 0,42$). La Figura 4.2 muestra los hidrogramas vertidos asociados a las crecidas de periodo de retorno 100, 500 y 1.000 años mientras que en Anexo N°5 se muestra el detalle de los cálculos de la determinación de dicha ecuación y la justificación de la utilización del coeficiente de gasto $m = 0,42$. En Anexo N°14 se presenta también una verificación para el caudal de periodo de retorno 1.000 años (167 m³/s, asociado al vertedero) del coeficiente de gasto utilizado, mediante el programa de modelamiento hidrodinámico OpenFoam (En Anexo N°14 se presenta también una guía de uso de este programa). En Anexo digital N°5 se presenta el modelo y los resultados de la modelación 3D.

Es importante mencionar que de las alturas iniciales de agua embalsada analizadas (H_{ver} y H_{nom}), solo H_{ver} genera vertimientos.

Comparando los hidrogramas afluentes y efluentes por vertidos (Figura 4.1 y Figura 4.2), se observa que el embalse cumple un rol amortiguador importante, disminuyendo los caudales peak entre un 62% y 67%. La duración de los hidrogramas asociados a las crecidas se incrementa considerablemente, donde los hidrogramas de entrada tienen una duración cercana a las 37 horas, mientras que los de salida son superiores a las 100 horas.

$$Q = m \cdot l \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad 4.1$$

Donde:

Q : Caudal descargado por el vertedero (m³/s). l : Longitud del vertedero, distancia entre las paredes verticales o inclinadas que lo limitan en la cresta o umbral del mismo (m). h : Carga del vertedero, se designa a la altura sobre el plano horizontal que pasa por el umbral (m). m : Coeficiente de gasto. Coeficiente empírico que permite calcular el caudal Q que pasa por el vertedero, en función de la carga y su longitud.

Tabla 4.2 Crecida afluente al embalse para periodos de retorno 100, 500 y 1000 años

Nomenclatura	Q peak [m ³ /s]	Volumen Afluente [Hm ³]	Precipitación Total [mm]	Precipitación efectiva [mm]	Descripción
Q ₁₀₀₀	442,1	16,74	85	47,8	Crecida con periodo de retorno de 1.000 años.
Q ₅₀₀	388,8	14,65	78	41,9	Crecida con periodo de retorno de 500 años.
Q ₁₀₀	271,1	10,06	62	28,7	Crecida con periodo de retorno de 100 años.

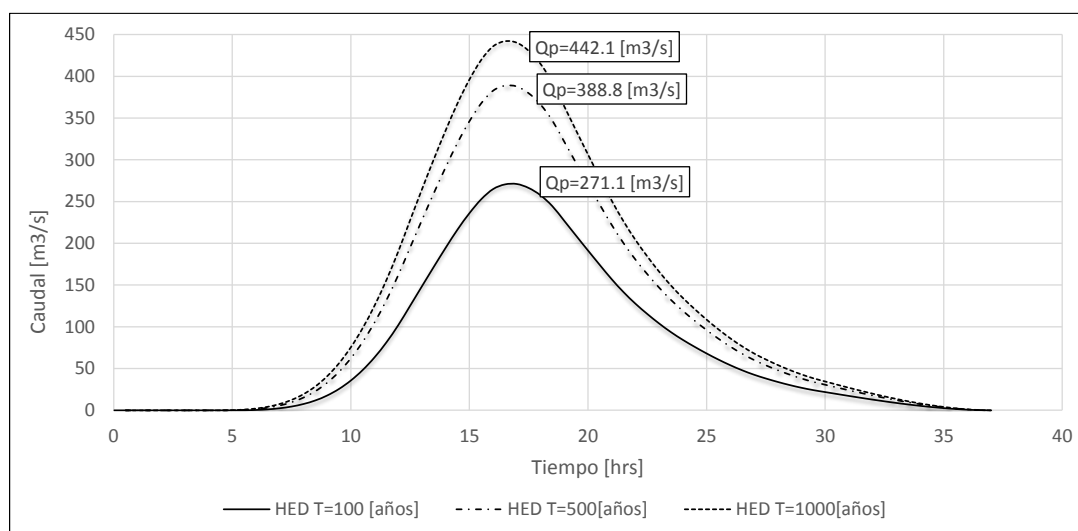


Figura 4.1 Hidrograma de escorrentía directa y caudales peak de periodos de retorno 100, 500 y 1.000 años afluentes al embalse Caritaya (corregido de SMI, 2008).

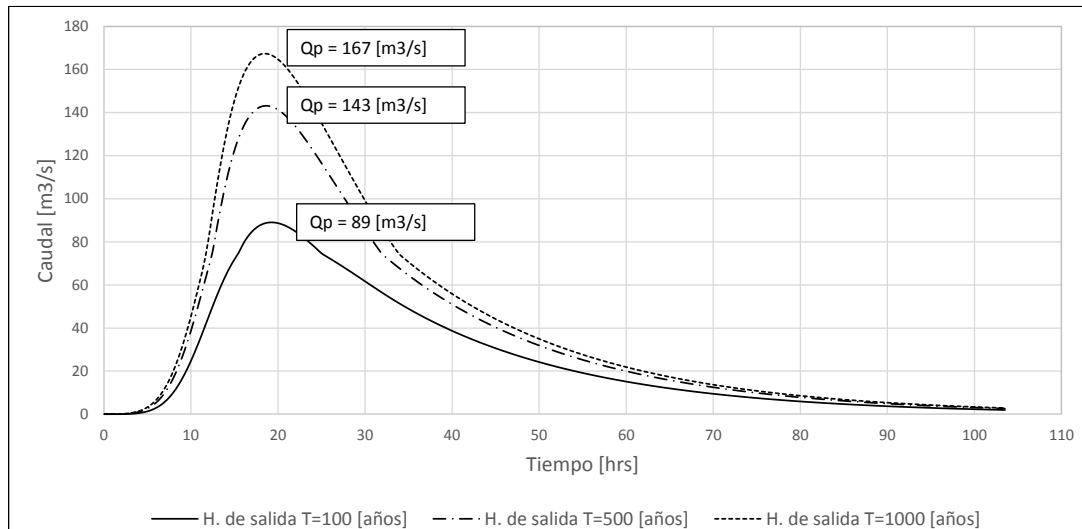


Figura 4.2 Hidrogramas de vertido y caudales peak del embalse Caritaya asociados a crecidas de periodos de retorno 100, 500 y 1.000 años.

4.2 Hidrogramas por falla de presa

A continuación se presenta el proceso de cálculo para estimar los hidrogramas de falla por tubificación y sobre-vertimiento. En ambos casos se utilizó el software de simulación de falla de presas de base física NWS Breach, el que además de las variables de falla, estima los caudales efluentes del embalse, tanto por las obras de evacuación como por la falla. En Anexo N°1 se presenta una descripción de este software.

Como datos de entrada del programa NWS Breach se ingresaron:

- Curva de capacidad del embalse (Figura 3.4).
- Propiedades geométricas de la presa (sub-capítulo 3.5).
- Curva del vertedero (ecuación 4.1, coeficiente de gasto igual a 0,42).
- Propiedades mecánicas y granulométricas de los sedimentos de la presa. Debido a la falta de este tipo de datos y con la aprobación de la inspección fiscal, se utilizaron los datos del embalse Conchi presentados en IDIEM (2000).
- Propiedades geométricas del cauce inmediatamente aguas debajo de la presa (información topográfica, sub-capítulo 3.4).
- Hidrogramas afluentes al embalse (Figura 4.1).

Los parámetros de configuración del programa NWS Breach se presentan en Anexo digital N°1.

A modo de comparación de los resultados obtenidos por NWS Breach, en Anexo N°6 se presenta los resultados de este modelo y de algunas formulaciones empíricas utilizadas ampliamente en la literatura.

4.2.1 Hidrograma de falla por tubificación

Además de la condición inicial de la altura (volumen) de agua embalsada, se definen: el ancho inicial de la sección rectangular del orificio de falla y la altura de iniciación de la rotura.

Se realizó un análisis de sensibilidad en torno a estos dos parámetros (ancho inicial de la sección rectangular del orificio de la falla y altura de iniciación de la rotura), encontrando que el ancho inicial de falla tiene muy poca influencia en la forma del hidrograma, limitando las diferencias a un desplazamiento de este en el tiempo. Respecto al parámetro de altura de iniciación de falla, este tiene una mayor influencia en el hidrograma resultante, cambiando su forma y el tiempo de desarrollo de la falla y caudal peak. Para el presente estudio se utilizaron los resultados más conservadores (mayor caudal peak), los que se presentan en Figura 4.3 y que fueron utilizados en la propagación de estos hidrogramas aguas abajo al embalse (Capítulo 5). En Anexo N°7 se presenta el análisis de sensibilidad antes mencionado.

Con respecto a la forma obtenida en los hidrograma se observa en la rama ascendente modela una falla con sección rectangular en el cuerpo de la presa, la que va creciendo hasta cuando se produce el primer quiebre en el hidrograma que se explica físicamente por el colapso del material sobre la sección rectangular de falla, que hasta ese momento es modelada como una tubería. Posteriormente la brecha tiene una sección cuadrada hasta que se genera el segundo quiebre, en ese momento se produce el colapso de los taludes laterales de la brecha generando una sección trapezoidal característica y un segundo peak.

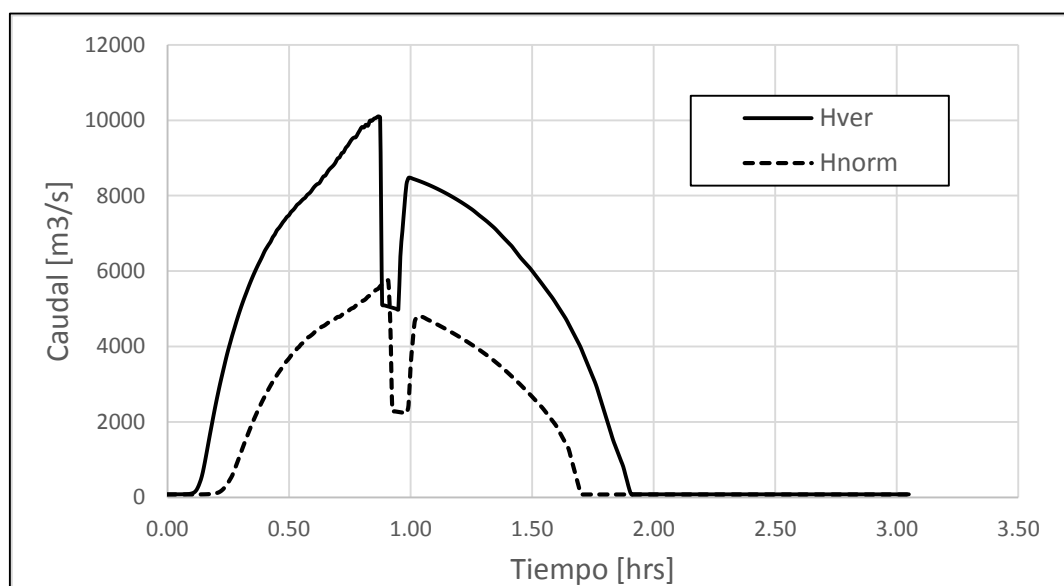


Figura 4.3 Hidrogramas de rotura por tubificación a propagar.

4.2.2 Hidrograma de falla por sobre-vertimiento

Las condiciones iniciales necesarias para evaluar este tipo de fallas en el software NWS Breach son, además de la altura inicial de agua embalsada, el ancho de la sección rectangular de inicio de falla en el coronamiento del muro.

Para generar el escenario de falla por sobrevertimiento en el software, se utilizó como altura inicial de agua embalsada $H_{\max}$ y diferentes valores de ancho de falla inicial. Este último parámetro, al igual que en el caso de falla por tubificación, no genera mayores diferencias en los hidrogramas de falla resultantes. Es necesario aclarar que se utilizó como altura inicial de agua embalsada $H_{\max}$ debido a que las alturas consideradas a evaluar (H_{ver} y H_{nom}) no generaron la falla de la presa.

Como caudales afluentes al embalse, detonantes de la falla por sobre-vertimiento, se utilizaron los hidrogramas asociados a períodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años (ver Figura 4.1). Sin embargo, debido a la capacidad del vertedero, solo el escenario con hidrograma afluente al embalse de periodo de retorno 1.000 años generó la falla. La Figura 4.4 muestra el hidrograma de falla por sobrevertimiento resultante y finalmente utilizado en la propagación hacia aguas abajo al embalse.

Cabe mencionar que si bien el escenario de sobrevertimiento es el escenario modelado más desfavorable, con un caudal peak de 16.000 m³/s aprox., su ocurrencia se considera improbable debido a que:

- Para eventos hidrológicos (crecidas), la gran capacidad del vertedero (en el que no intervienen partes mecánicas para su funcionamiento), permite evacuar toda la crecida a través de este.
- Un evento de remoción de tierra de las inmediaciones del embalse, que cause una onda de agua que sobrepase el muro de la presa, se considera improbable debido a las pequeñas pendientes del terreno en el sector. La Figura 4.5 muestra una vista en 3D del sector del embalse obtenida de Google Earth, el cual utiliza información de las elevaciones, comparable en calidad a las base de datos ampliamente utilizadas como ASTER GDEM y SRTM (Rusli N. et al., 2014).



Figura 4.4 Hidrograma de rotura por sobrevertimiento a propagar.

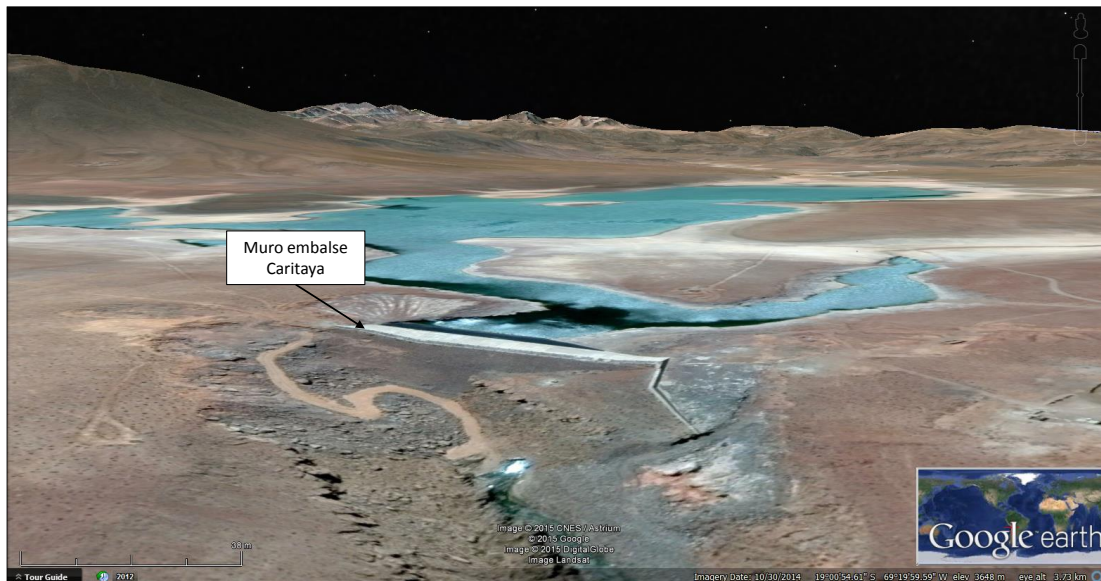


Figura 4.5 Vista en 3D del embalse Caritaya y sus inmediaciones.

5 Estimación de las características de flujos extremos evacuados en casos de vertimientos y falla de presa

La estimación de las características de los flujos extremos evacuados del embalse Caritaya se realizó mediante modelación numérica en el programa IBER. En Anexo N°8 se presenta una descripción de dicho programa, mientras en Anexo N°9 se presenta la configuración de los modelos asociados a los distintos escenarios simulados. La descripción de estos escenarios se presenta en la Tabla 5.1. De esta tabla, se observa que solo se modelan los escenarios de vertimiento asociados a crecidas de periodo de retorno $T=100$, 1.000 años. Lo anterior se debe a que el hidrograma de vertido asociado a la crecida de periodo de retorno $T=500$ años tiene una diferencia en el caudal peak de sólo un 15% respecto a hidrograma de vertimiento generado por la crecida de periodo de retorno 1.000 años.

Tabla 5.1 Escenarios de modelación.

Escenario		Condición inicial de altura en el embalse	Hidrograma afluente al embalse	Caudal Peak [m³/s]	Duración hidrograma de falla / vertido [hh:mm]
N°	Código				
1	VER01	H _{Ver}	Q ₁₀₀	88,9	103:30
2	VER02	H _{Ver}	Q ₁₀₀₀	167,4	103:30
3	PIP01	H _{Norm}	No se considera	5.723	01:31
4	PIP02	H _{Ver}	No se considera	10.089	01:50
5	OVER01	H _{max}	Q ₁₀₀₀	16.028	01:52

*VERT: Caudal evacuado por el vertedero; PIP: Falla por tubificación; OVER: Falla por sobre-vertimiento; Qx: Crecida de periodo de retorno x años.

En los siguientes sub-capítulos se presentan los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas bi-dimensionales (IBER) de todos los escenarios de modelación presentados en la Tabla 5.1. Estos resultados son:

- Áreas de inundación.
- Cotas de inundación y alturas de escurrimiento.
- Velocidades máximas.
- Tiempos y caudales de arribo.

La Figura 5.1 muestra en planta el kilometraje a partir de la presa del embalse Caritaya, lo cual facilita la lectura y referencia los resultados a sectores específicos del dominio de modelación.

Mapas de inundación, velocidades y profundidades máximas en todo el dominio de modelación se presentan en Anexo digital N°2 y Anexo digital N°4, mientras que en Anexo Planos se presenta un plano con las áreas inundadas de todos los escenarios de modelación.

En sub-capítulo 5.5 y Anexo N°10 se presenta un análisis de sensibilidad de los resultados en torno a los parámetros claves más significativos.

En Anexo N°13 se presentan las características del computador utilizado en las modelaciones y los tiempos de cálculo para cada escenario.

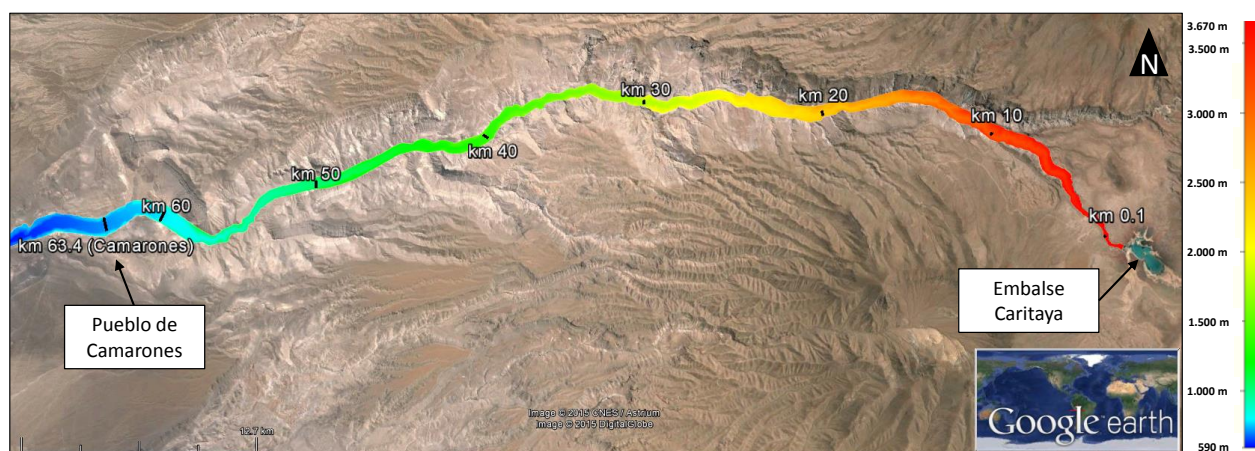


Figura 5.1 Topografía y kilometraje a partir de la presa del embalse Caritaya.

5.1 Áreas de inundación

La Tabla 5.2 indica los valores de superficies afectas a inundación resultantes de las simulaciones numéricas para cada escenario. Se observa un aumento progresivo de las áreas de inundación al aumentar el caudal peak del escenario de modelación.

Tabla 5.2 Áreas de inundación resultantes de modelación numérica bidimensional (IBER).

Escenario		Condición inicial de altura en el embalse	Hidrograma afluente al embalse	Caudal Peak [m³/s]	Área de inundación [ha]
N°	Código				
1	VER01	H _{Ver}	Q ₁₀₀	88,9	410
2	VER02	H _{Ver}	Q ₁₀₀₀	167,4	510
3	PIP01	H _{Norm}	No se considera	5.723	1.090
4	PIP02	H _{Ver}	No se considera	10.089	1.220
5	OVER01	H _{Ver}	Q ₁₀₀₀	16.028	1.340

5.2 Cotas y profundidad de inundación

La Tabla 5.3 muestra las profundidades máximas y máximas promedio, mientras que la Figura 5.2 a la Figura 5.6 muestran las cotas de inundación y profundidad o alturas máximas, todas a lo largo del eje del cauce obtenidas de las simulaciones numéricas para cada escenario. Estos resultados corresponden a datos puntuales cada 5 metros a lo largo del eje del río Caritaya y Camarones en todo del dominio de modelación.

Al igual de lo que ocurre con el área de inundación, se observa un aumento progresivo de las cotas de inundación y profundidades máximas al aumentar el caudal peak del escenario de modelación.

Tabla 5.3 Profundidad máxima total y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación para cada escenario de modelación.

Escenario		profundidad máxima total	Profundidad máxima promedio
Nº	Código	[m]	[m]
1	VERT01	14.0	1.5
2	VERT02	15.4	2.0
3	PIP01	35.1	9.7
4	PIP02	46.1	13.3
5	OVER01	62.0	17.2

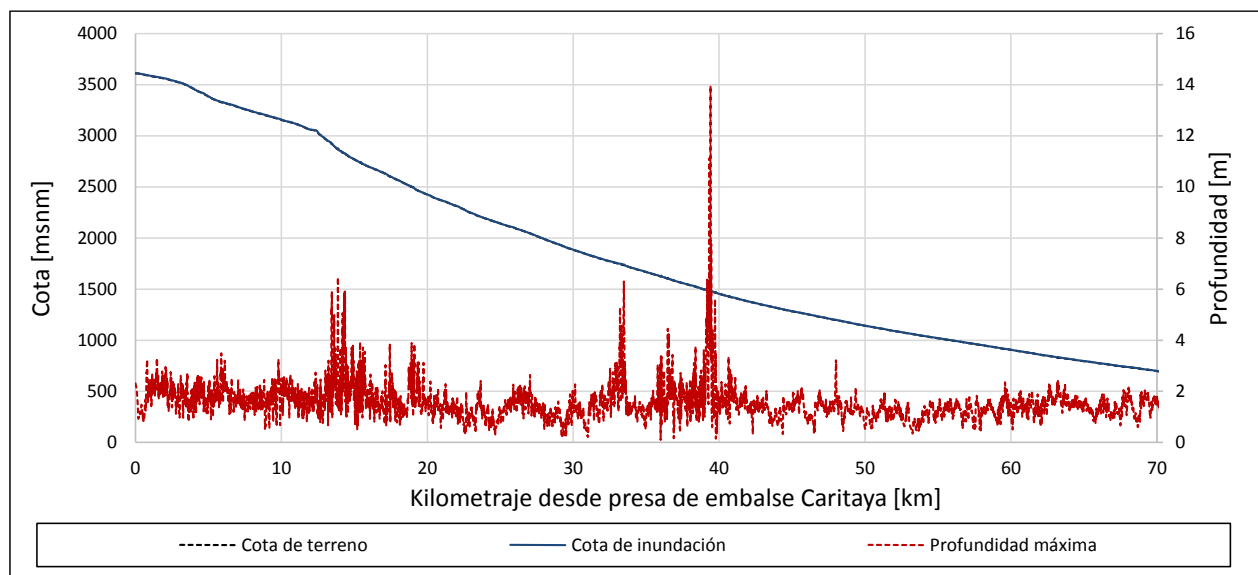


Figura 5.2 Cotas de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación VER01.

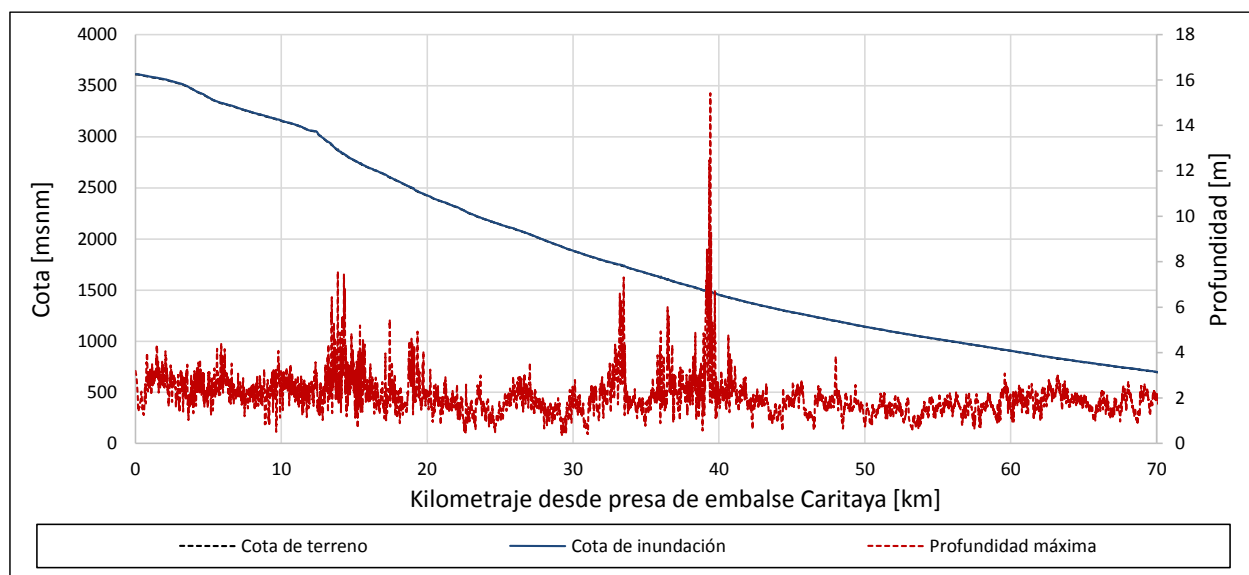


Figura 5.3 Cotras de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación VER02.

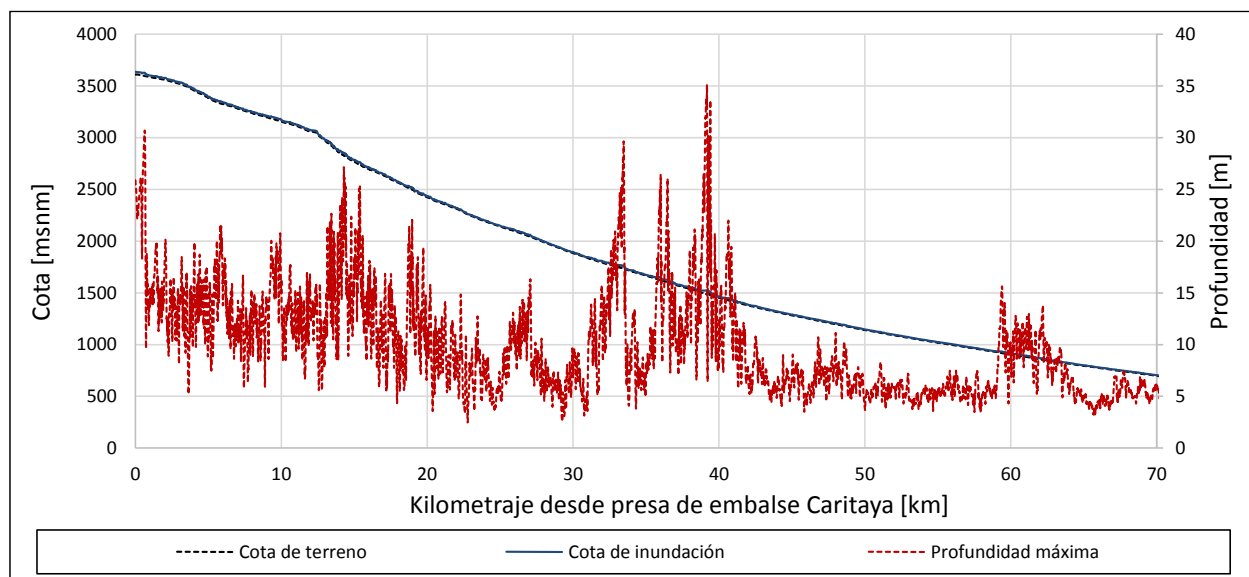


Figura 5.4 Cotras de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación PIP01.

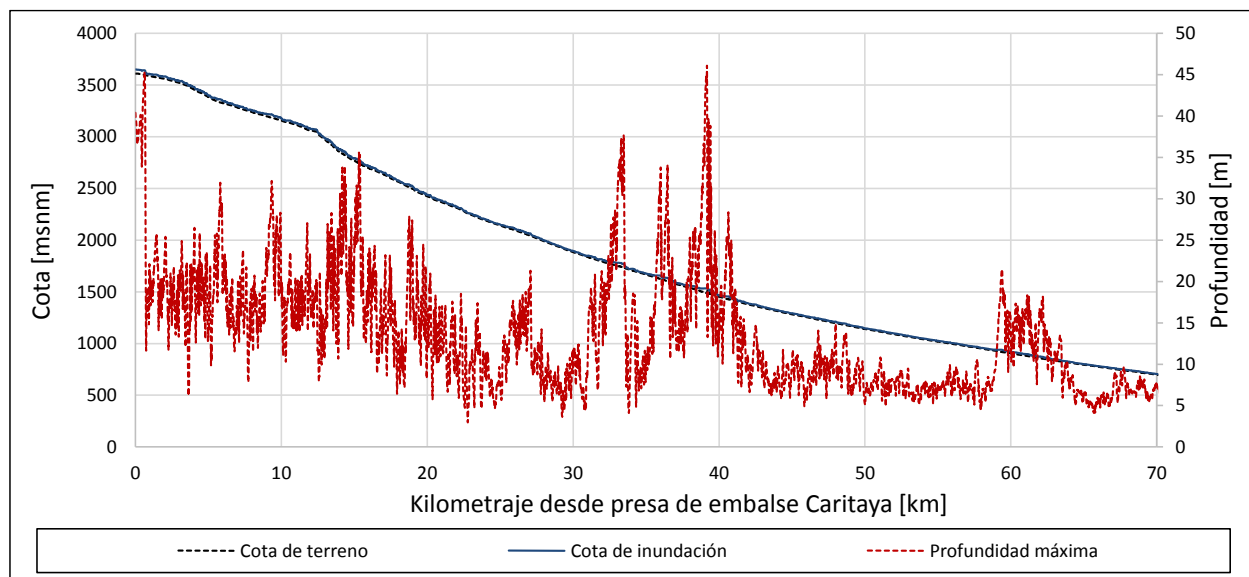


Figura 5.5 Cotas de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación PIP02.

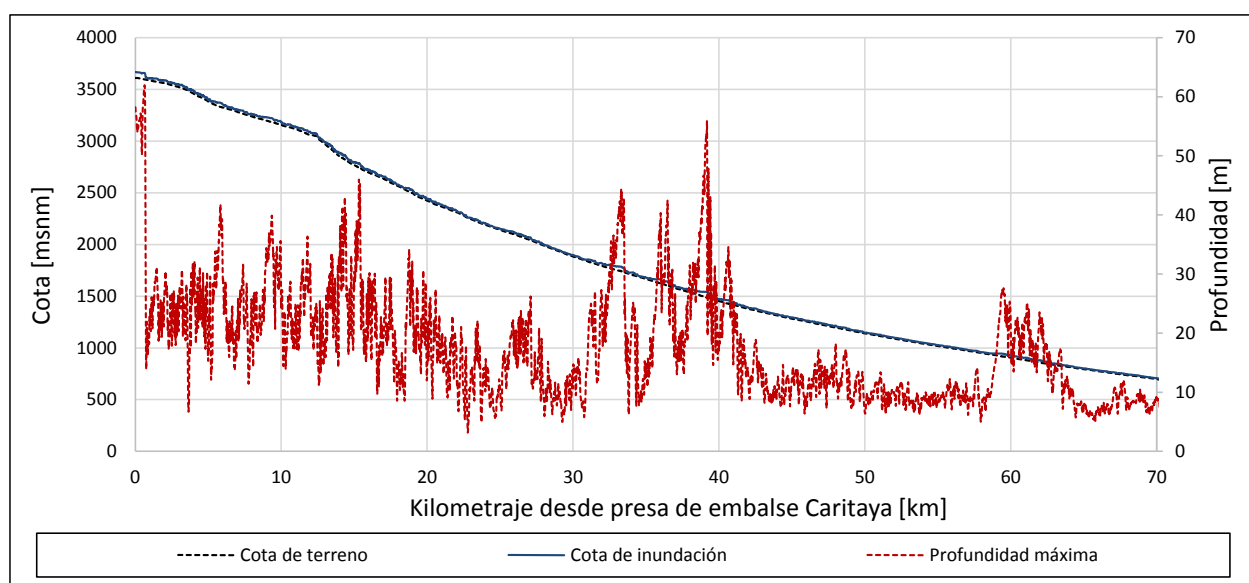


Figura 5.6 Cotas de inundación y profundidades máximas a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación OVER01.

5.3 Velocidades máximas

La Figura 5.7 a la Figura 5.11 muestran las velocidades máximas, mientras que la Tabla 5.4 muestra la velocidad máxima total y máxima promedio, todas obtenidas de las simulaciones numéricas para cada escenario a lo largo del eje del río Camarones. Estos resultados corresponden a datos puntuales cada 5 metros a lo largo del eje del río Caritaya y Camarones en todo del dominio de modelación. Se observa un aumento progresivo de las velocidades máximas y máximas promedio al aumentar el caudal peak del escenario de modelación.

Tabla 5.4 Velocidad máxima total y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación para cada escenario de modelación.

Escenario		Velocidad máxima total [m/s]	Velocidad máxima promedio [m/s]
N°	Código		
1	VERT01	7,1	2,7
2	VERT02	8,7	3,4
3	PIP01	22,9	9,5
4	PIP02	25,8	11,4
5	OVER01	30,4	13,3

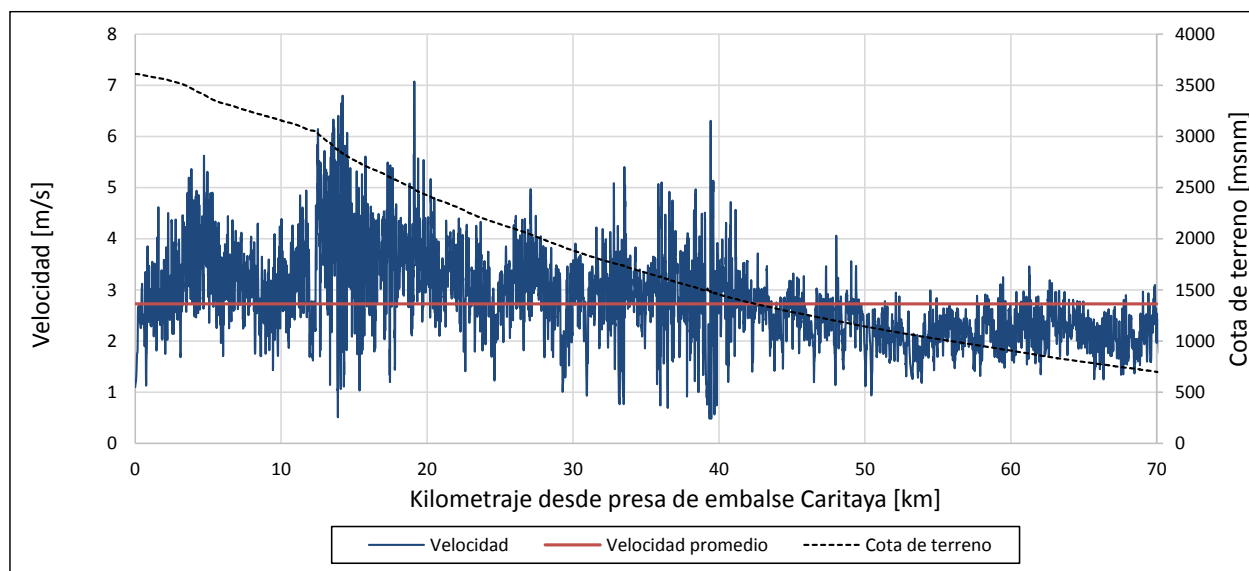


Figura 5.7 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación VER01.

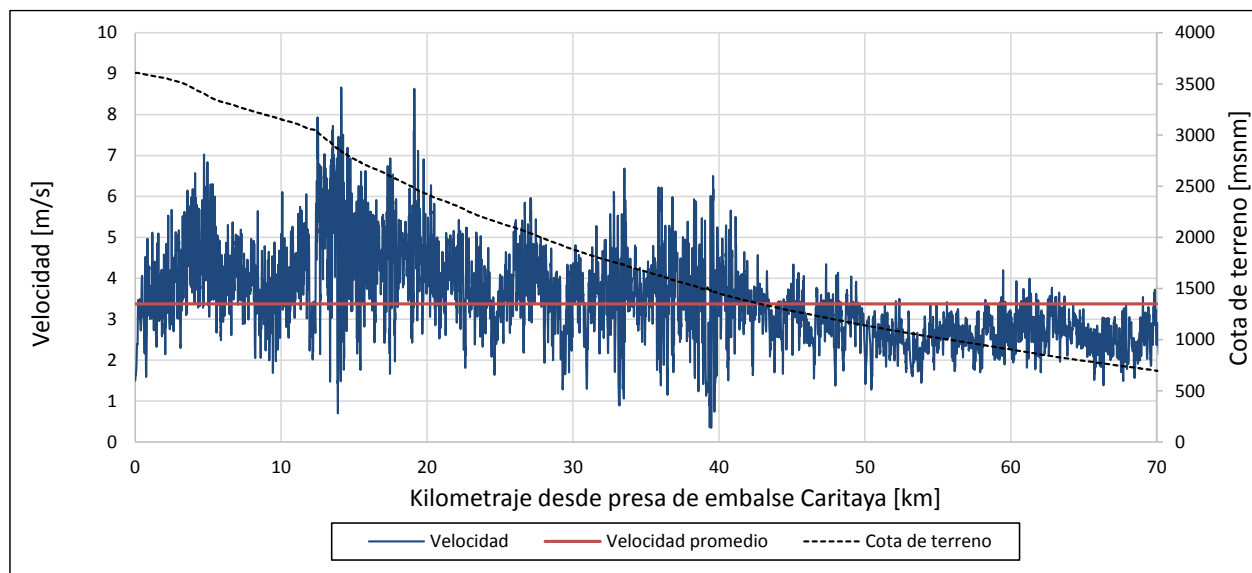


Figura 5.8 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación VER02.

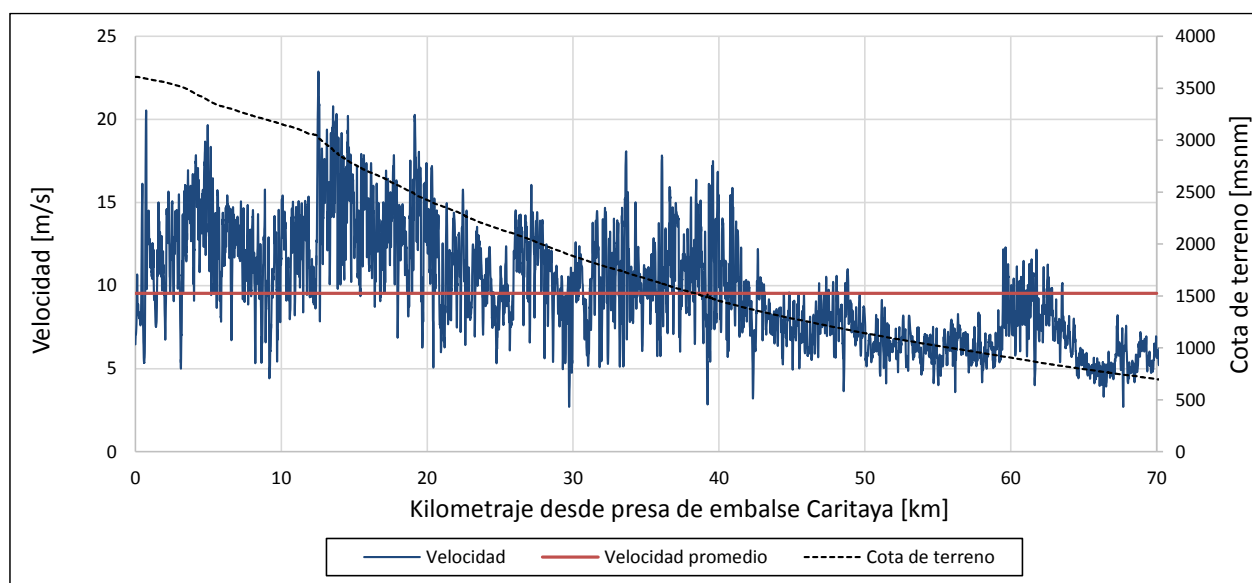


Figura 5.9 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación PIP01.

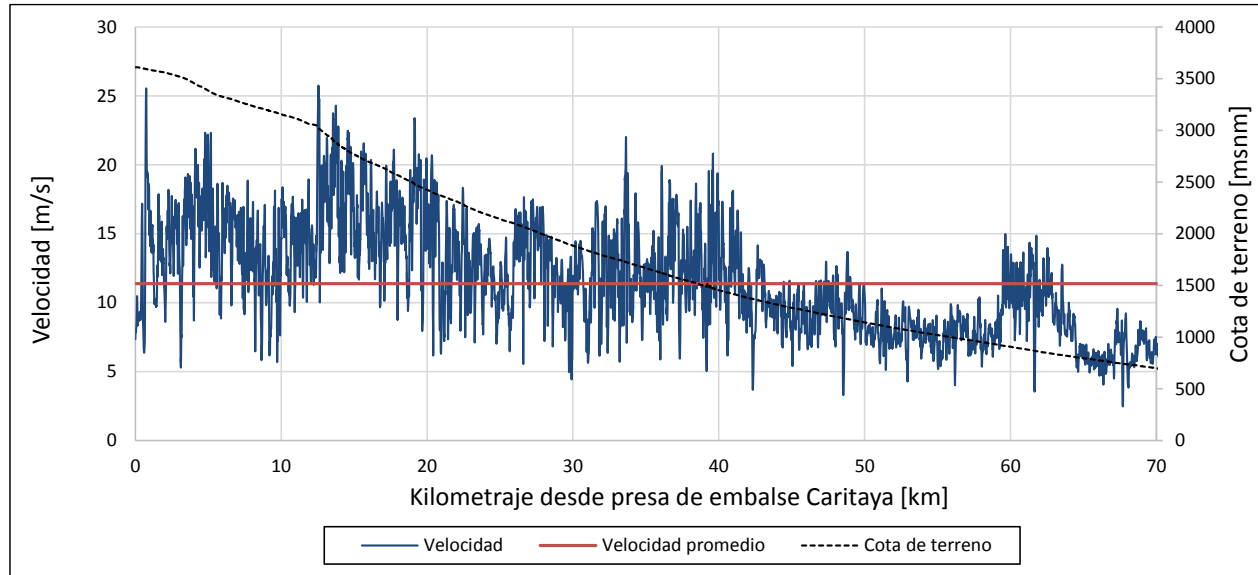


Figura 5.10 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación PIP02.

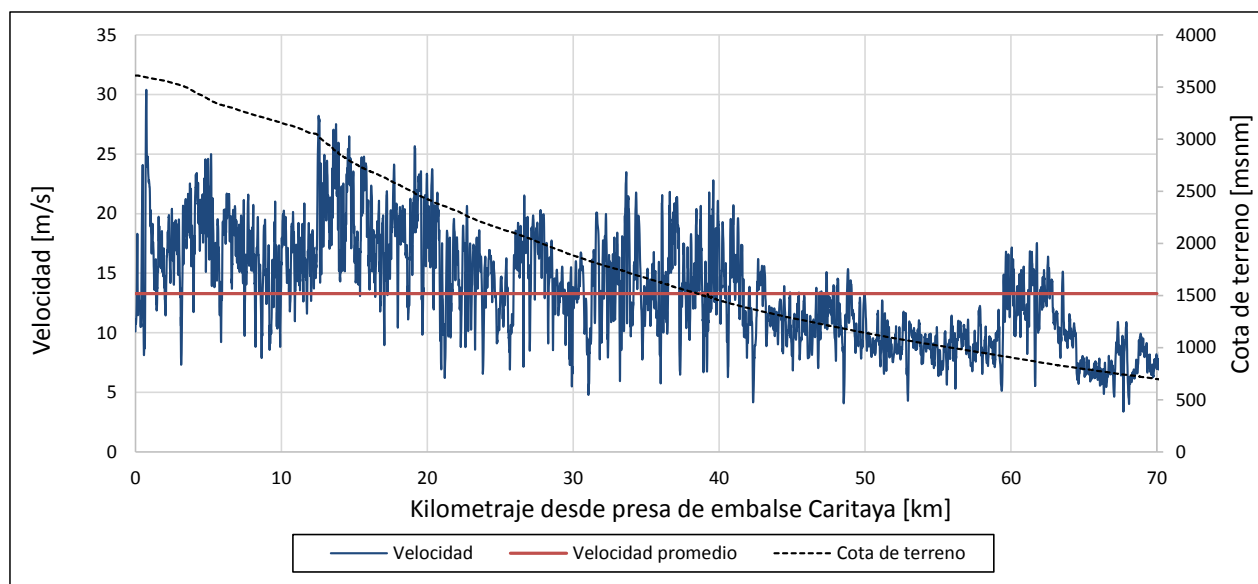


Figura 5.11 Velocidades máximas y máxima promedio a lo largo del eje del cauce de modelación – escenario de modelación OVER01.

5.4 Tiempos y caudal de arribo de la onda de crecida

La Figura 5.12 a la Figura 5.16 muestran la evolución de las ondas de crecida (hidrogramas) obtenidos para cada escenario de modelación y para diferentes puntos de control definidos a partir de la distancia hacia aguas abajo de la presa del embalse Caritaya hasta el pueblo de Camarones. Los puntos de control definidos corresponden al km. 0,1, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 63.4 (pueblo de Camarones), tal como muestra la Figura 5.1.

De estos hidrogramas se pueden obtener los tiempos de arribo de las ondas de crecida, caudal peak y tiempo de arribo del caudal peak al pueblo de Camarones. Esta información se presenta en la Tabla 5.5. Además, en Tabla 5.6 y Tabla 5.7 se presentan los tiempos de arribo, caudal peak, tiempos de arribo del caudal peak y de traslado del caudal peak en los puntos de control definidos anteriormente.

Los hidrogramas resultantes de las simulaciones de escenarios VER01 y VER02 presentan oscilaciones inconsistentes generalizadas a lo largo del dominio de modelación, por lo que valores del caudal deben considerarse solo como referenciales. En cambio en escenario OVER01, en hidrograma asociado al km 30, se observan oscilaciones inconsistentes menores en el sector de recesión del hidrograma. Estas inconsistencias se pueden atribuir a que la discretización espacial no es lo suficientemente fina para reproducir adecuadamente las ondas de crecidas de caudales bajos. Debido a la gran extensión del dominio de modelación espacio-temporal requerido para estos escenarios, resulta impracticable respecto a los tiempos de modelación y de los recursos computacionales necesarios para efectuar las simulaciones utilizando una discretización espacial más fina. Los demás escenarios no presentan hidrogramas oscilantes en ningún punto.

Se observa que en general el caudal peak de los hidrogramas disminuye a medida que la onda de crecida avanza. En cuanto a los tiempos de arribo, se aprecia que estos disminuyen a medida que aumenta el caudal peak del escenario.

Es importante mencionar que:

- Los resultados presentados en la Tabla 5.5, Tabla 5.6 y Tabla 5.7 consideran un descuento de 7 hrs, 6 hrs, 11.5 min, 6 min y 5.5 min para los escenarios VER01, VER02, PIP01, PIP02 y OVER01 respectivamente, valores que corresponden al tiempo entre el inicio del hidrograma de modelación y el inicio del incremento de caudales en cada escenario de modelación (hidrograma de falla o vertido según corresponda).
- Debido a los resultados oscilantes de los hidrogramas en los escenarios VER01 y VER02 realizó una suavización iterativa según la ecuación 5.1 de dichos resultados, obteniendo los hidrogramas presentados en Figura 5.17 y Figura 5.18. A partir de estos hidrogramas y de una interpolación Spline- cubica cada 6 min para mejorar la resolución de estos resultados, se obtuvo los tiempos de arribo para los escenarios VER01 y VER02 presentados en Tabla 5.5, Tabla 5.6 y Tabla 5.7. A pesar de lo anterior, los hidrogramas resultantes en los km 0.1 y 10 no son consistentes, por lo que no se presentan.

$$Qn_t = \left(\frac{Q_{t-1}}{2} + Q_t \cdot 2 + \frac{Q_{t+1}}{2} \right) / 3 \quad 5.1$$

Donde Q_t es el caudal instantáneo en el instante t y Q_{n_t} es el caudal nuevo para el instante t .

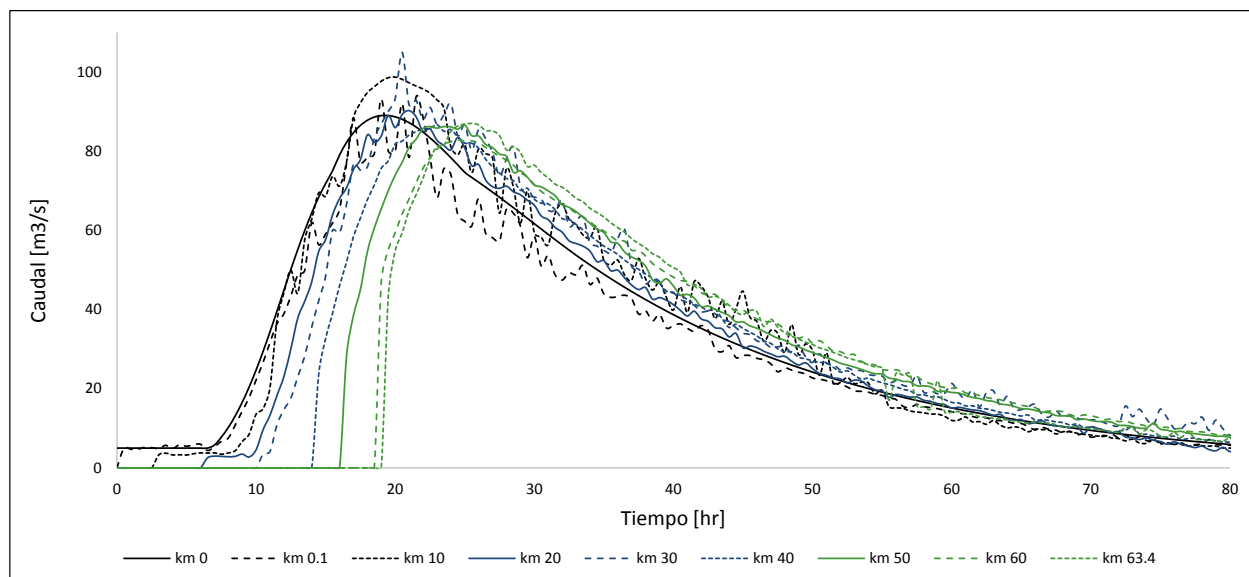


Figura 5.12 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código VER01 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).

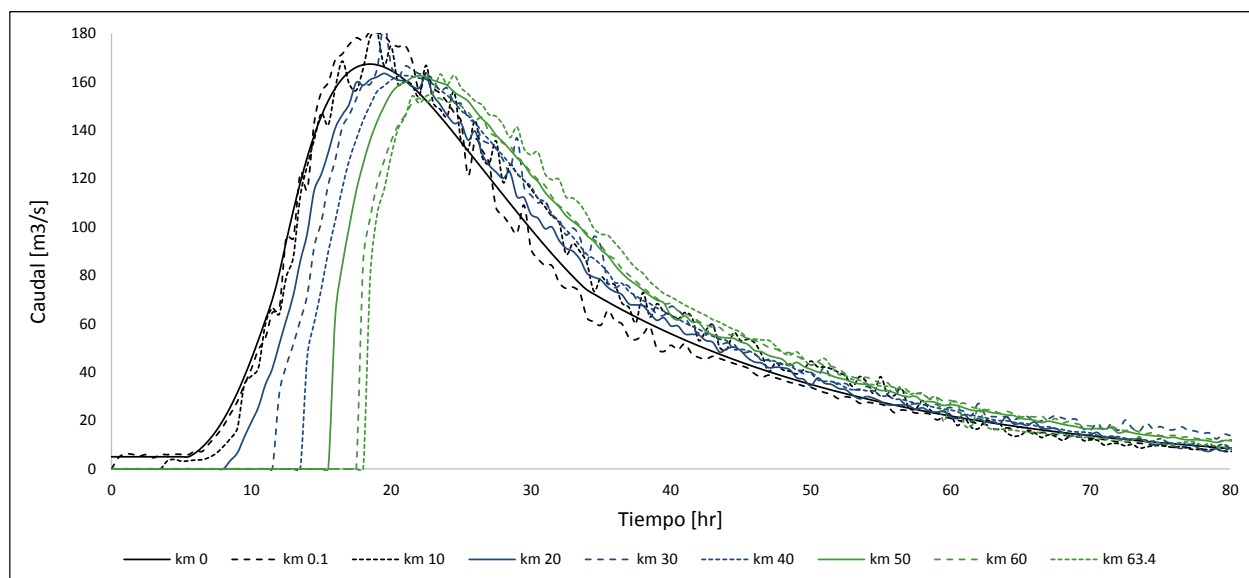


Figura 5.13 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código VER02 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).

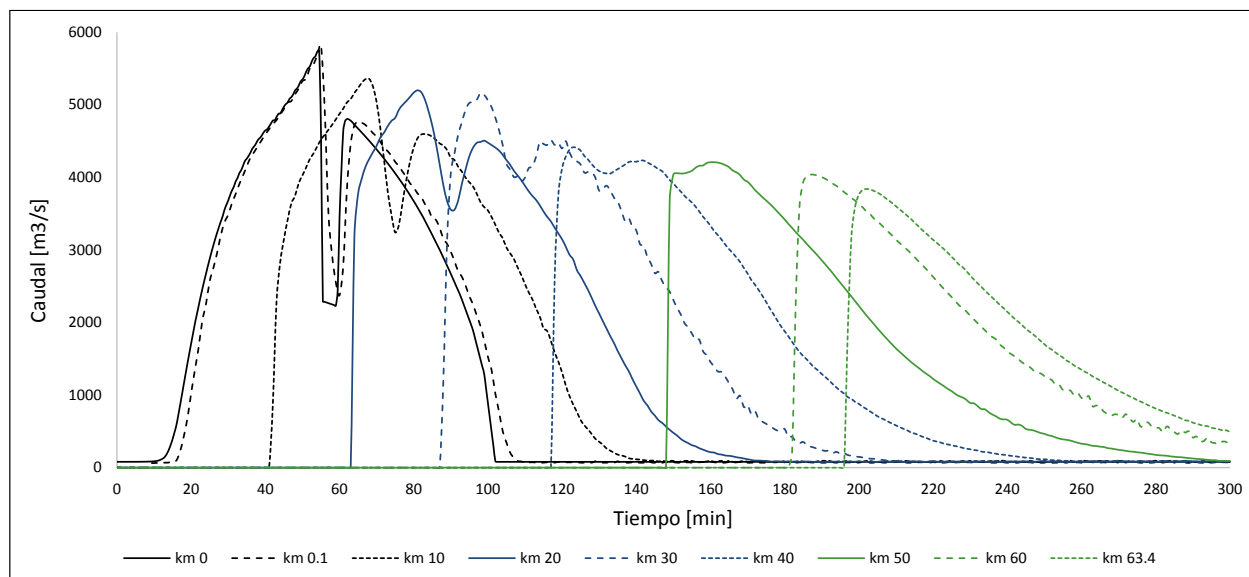


Figura 5.14 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código PIP01 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).

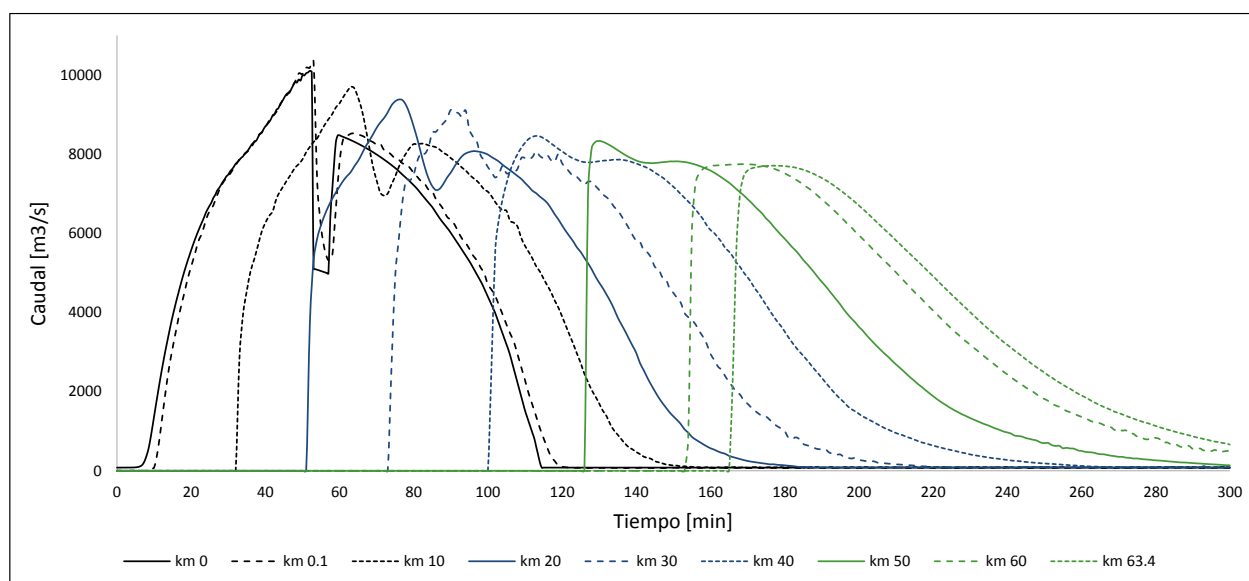


Figura 5.15 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código PIP02 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).

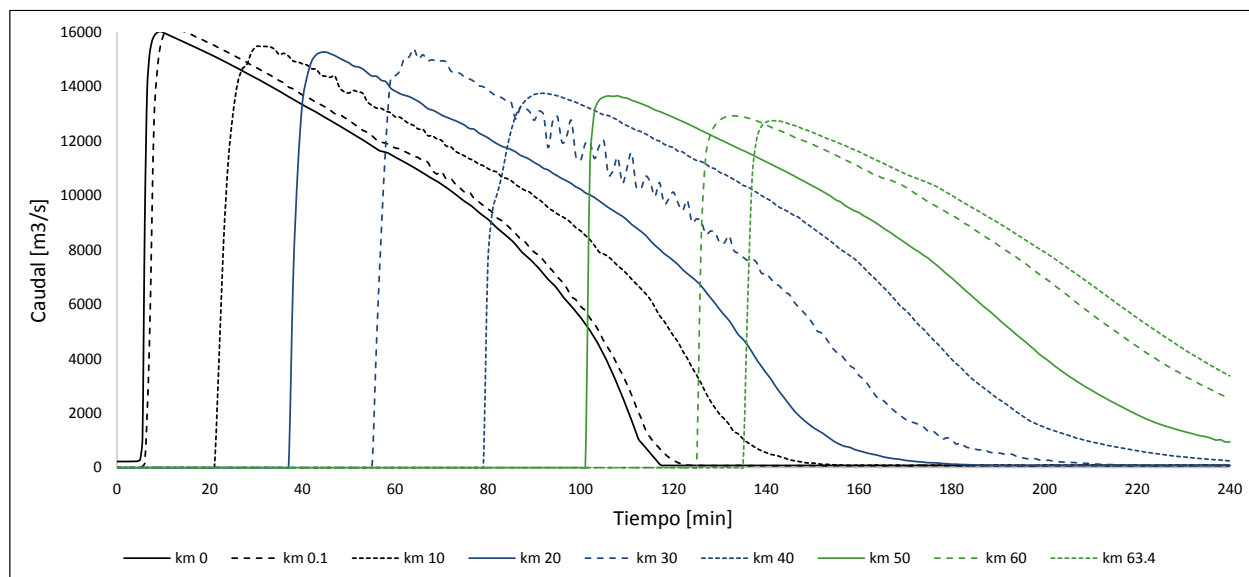


Figura 5.16 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código OVER01 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4).

Tabla 5.5 Tiempos de arribo de la onda y caudal peak en pueblo de camarones para cada escenario de modelación.

Escenario		Caudal Peak al km 0 [m3/s]	Tiempo de arribo onda de crecida [hh:mm]	Caudal Peak km 63,4 [m3/s]	Tiempo de arribo caudal peak [hh:mm]
Nº	Código				
1	VERT01	89	09:36	86	18:36
2	VERT02	167	09:30	158	18:06
3	PIP01	5.747	03:06	3.838	03:11
4	PIP02	10.102	02:40	7.709	02:51
5	OVER01	16.023	02:11	12.747	02:17

Tabla 5.6 Tiempos de arribo de la onda y caudal peak en puntos de control.

km	Tiempo arribo [hh:mm]					Caudal peak [m3/s]				
	VER01	VER02	PIP01	PIP02	OVER01	VER01	VER02	PIP01	PIP02	OVER01
0.1			< 00:12	00:03	00:01	94	181	5.815	10.345	16.168
10			00:31	00:27	00:17	99	181	5.356	9.696	15.482
20		00:48	00:53	00:46	00:33	90	164	5.198	9.377	15.269
30	01:48	03:24	01:17	01:08	00:51	105	184	5.160	9.114	15.391
40	04:54	05:12	01:47	01:35	01:15	87	163	4.414	8.455	13.753
50	06:48	07:06	02:18	02:01	01:37	87	163	4.208	8.331	13.660
60	09:06	09:00	02:51	02:28	02:01	83	153	4.039	7.745	12.923
63.4	09:36	09:30	03:06	02:40	02:11	87	163	3.838	7.709	12.747

* Los tiempos de arribo para los escenarios VER01 y VER02 tienen un rango de imprecisión de hasta de 30 min y para los escenarios PIP01, PIP02 y OVER01 el rango de imprecisión es de hasta 1 min. Lo anterior debido al muestreo de resultados configurado en los modelos.

Tabla 5.7 Tiempos de arribo y de traslado del caudal peak en puntos de control.

km	Tiempo arribo del peak [hh:mm]					Tiempo de traslado del peak [hh:mm]				
	VER01	VER02	PIP01	PIP02	OVER01	VER01	VER02	PIP01	PIP02	OVER01
0.1			00:44	00:47	00:07			00:01	00:01	00:03
10			00:57	00:57	00:26			00:14	00:11	00:22
20	13:48	13:42	01:10	01:10	00:40	01:18	01:12	00:27	00:24	00:36
30	13:48	14:00	01:27	01:24	00:59	01:18	01:30	00:44	00:38	00:55
40	15:48	15:18	01:52	01:47	01:27	03:18	02:48	01:09	01:01	01:23
50	16:42	16:18	02:30	02:04	01:43	04:12	03:48	01:47	01:18	01:39
60	17:54	17:12	02:56	02:43	02:08	05:24	04:42	02:13	01:57	02:04
63.4	18:36	18:06	03:11	02:51	02:17	06:06	05:36	02:28	02:05	02:13

* Los tiempos de arribo y traslado para los escenarios VER01 y VER02 tienen un rango de imprecisión de hasta de 30 min y para los escenarios PIP01, PIP02 y OVER01 el rango de imprecisión es de hasta 1 min. Lo anterior debido al muestreo de resultados configurado en los modelos.

Es importante comentar que los valores faltantes para los casos de los escenarios VER01 y VER02 no se presentan debido a que los hidrogramas asociados a esos kilometrajes son muy oscilantes y entregan valores inconsistentes. Estos resultados inconsistentes se mantienen aún en los hidrogramas suavizados.

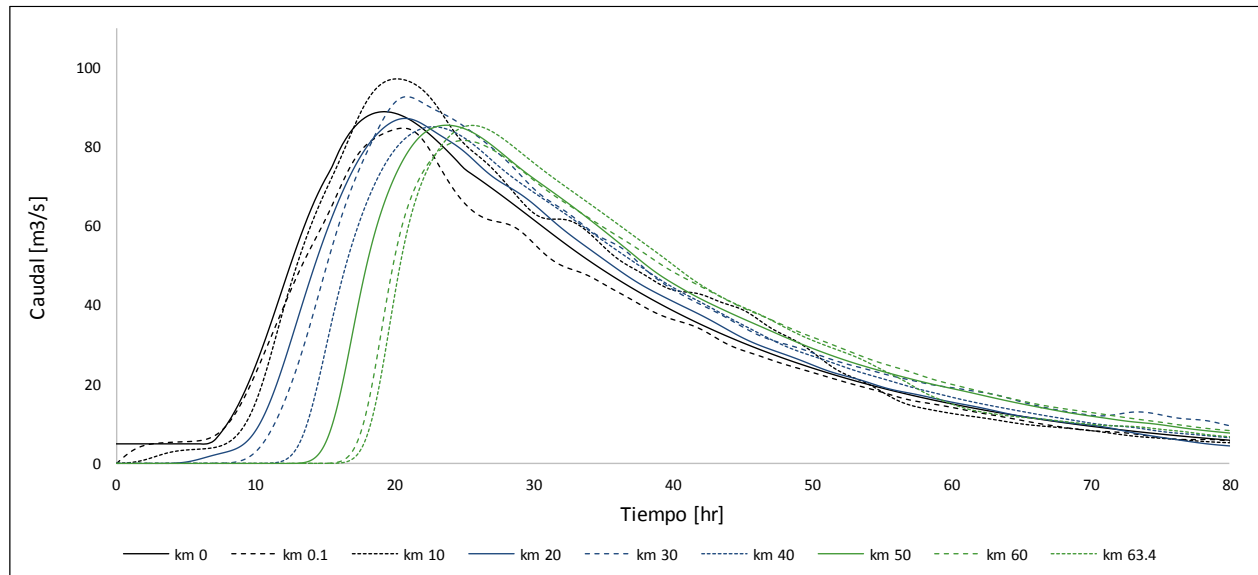


Figura 5.17 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código VER01 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4) – Suavizada e interpolada a 6 min.

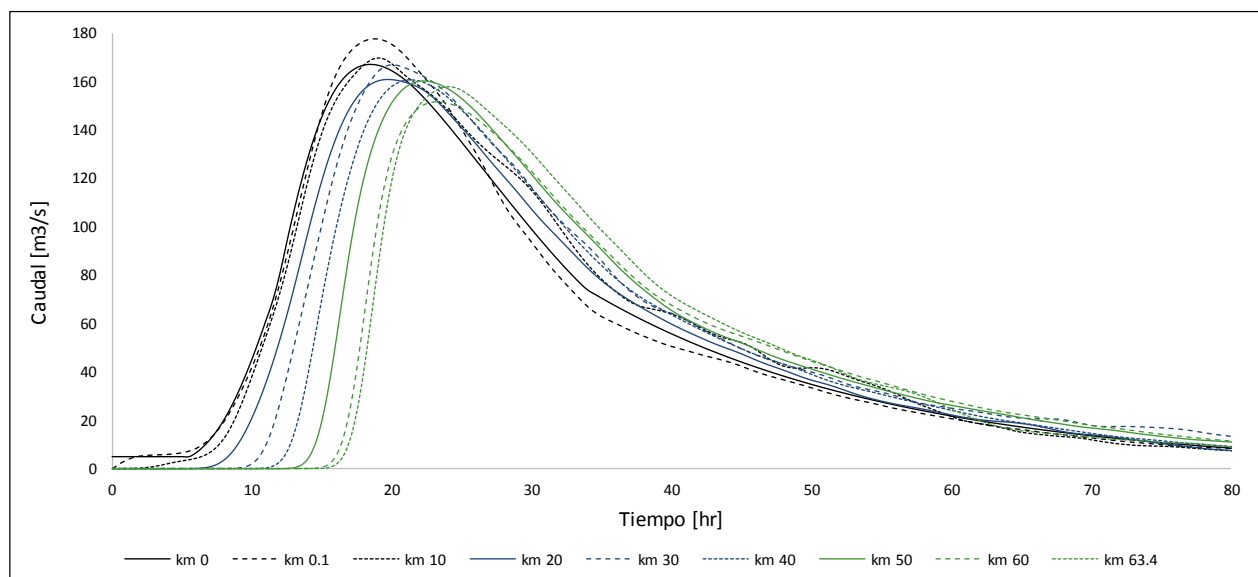


Figura 5.18 Hidrogramas resultantes de la simulación del escenario de código VER02 a lo largo del Camarones hasta el pueblo Camarones (km 63,4) – Suavizada e interpolada a 6 min.

5.5 Análisis de sensibilidad

Se realizaron tres tipos de análisis de sensibilidad, en torno a la rugosidad de fondo, hidrogramas de falla de presa y condición inicial (altura de agua embalsada) de falla de presa por tubificación.

De los resultados del análisis de sensibilidad en torno al coeficiente de rugosidad de fondo, donde este se redujo y amplificó en un 30% respecto a los modelos base, se observa:

- Diferencias relativamente pequeñas entre las áreas de inundación, menores a 8% y que en promedio son 3%.
- Que si bien las diferencias promedio entre las cotas respecto las alturas de inundación son menores a 14%, existen diferencias puntuales que llegan hasta un 210%, sin embargo en el caso con mayores diferencias a lo largo del dominio de modelación, el 68% de estas son menores a 15%.
- Diferencias importantes entre las velocidades máximas, las que en promedio están en el rango [13%, 27%], sin embargo, si bien existen diferencias puntuales de hasta un 355%, en el caso con mayores diferencias a lo largo del dominio de modelación, el 68% de estas son menores a 30%.
- Que las diferencias de caudal peak en el pueblo de Camarones son pequeñas, menores al 5%. En cuanto a los tiempos de arribo, estos presentan diferencias importantes, las cuales, en términos absolutos, disminuyen drásticamente al aumentar el caudal peak del escenario analizado, siendo estas diferencias de hasta 90 min $\pm$ 30 min para el escenario de menor caudal peak, y diferencias de hasta 13 min $\pm$ 1 min para el escenario de mayor caudal peak.
- En general, las diferencias mayores se presentan en el escenario de menor caudal, donde la rugosidad de fondo resulta ser más influyentes sobre las características del flujo.

Es probable que las mayores variaciones en los resultados de velocidad y cota de inundación se deban a cambios de régimen entre las distintas secciones de río, entre los diferentes modelos analizados. Mientras que las variaciones pequeñas en los resultados de las áreas de inundación se explican al encajonamiento del flujo entre las paredes de gran pendiente que definen el valle de Camarones.

En cuanto al análisis de sensibilidad en torno a los hidrogramas asociados a fallas de presa, en el cual se redujo los valores de caudal en un 20% manteniendo el volumen total vertido, se observa:

- Diferencias relativamente pequeñas entre las áreas de inundación, menores a 4%. Estas variaciones pequeñas se explican al encajonamiento del flujo entre las paredes de gran pendiente que definen el valle de Camarones
- Una disminución promedio de las cotas de inundación del orden del 10%, aunque en algunos sectores se presentan aumentos. Existen también aumentos puntuales de hasta

un 45%, sin embargo, en el caso con mayores diferencias a lo largo del dominio de modelación, el 91% de estas son menores a 15%.

- Una disminución general de las velocidades máximas que en promedio son del orden de 5%, aunque en muchos sectores se presentan aumentos. Si bien existen diferencias puntuales que llegan a un 93%, en el caso con mayores diferencias a lo largo del dominio de modelación, el 87% de estas son menores a 10%.
- Disminuciones del caudal peak en el pueblo de Camarones entre 16% y 19%, disminución que resulta ser del orden de la disminución del caudal peak del hidrograma de entrada. Respecto a los tiempos de arribo, se obtienen aumentos importantes entre 8 min y 22 min.

Del análisis de sensibilidad en torno a la condición inicial (altura de agua embalsada) de falla de presa por tubificación, donde se comparó el escenario con altura normal de operación en periodo sin lluvias y el escenario con altura de agua embalsada hasta la cota del vertedero, se observa:

- Un aumento relativamente pequeño (12%) entre las áreas de inundación, considerando que el aumento del caudal peak entre ambos escenarios es de 76%. Estas variaciones pequeñas se explican al encajonamiento del flujo entre las paredes de gran pendiente que definen el valle de Camarones.
- Que en promedio, el aumento de las cotas de inundación es de 37%, valor bastante inferior a la diferencia de caudal peak del hidrograma de falla. Sin embargo, existen diferencias puntuales que alcanzan los 200% aprox.
- En promedio, la diferencia porcentual de las velocidades máximas es de +20%, diferencia pequeña respecto a la variación del caudal peak del hidrograma de falla entre ambos escenarios. Sin embargo existe diferencias puntuales que alcanzan los +310% aprox. Existen también diferencias negativas que llegan a -40%, pero estas son poco frecuentes.
- Un aumento del 100% del caudal peak en el pueblo de Camarones, valor considerablemente mayor al aumento del caudal peak entre ambos escenarios (76%). Respecto a los tiempos de arribo, se obtiene una disminución importante del orden de los 30 min.

El detalle de estos análisis se presenta en Anexo N°10.

6 Evaluación de posibles daños y clasificación de presa

En el presente estudio se estimaron en forma cualitativa los posibles daños a la infraestructura (casas), cultivos y pérdida de vidas humanas para cada escenario de modelación, además de identificar la infraestructura de importancia que pudiese verse afectada. Para lo anterior se utilizó la siguiente información:

- Resultados de inundación de los modelos numéricos.
- Mapas de clasificación de uso de suelos presentados en Arrau (2013) y catastro de infraestructura actualizada.
- Funciones de daños del modelo Flemish de Belgica presentados en la Figura 2.8 para estimar daños agronómicos.
- Función de daños presentada en Tabla 2.4 (RESCDAM, 2001), desarrollada para estimar daños en viviendas en caso de rotura de presa.

Para estimar el daño al sector agrícola, se utilizó la curva de daño asociada a “pastizales y naturaleza” del modelo Flemish, el que se presenta en el subcapítulo 2.5, debido a que estas son más conservadoras que las de otros modelos presentados en el mismo sub-capítulo, y que a juicio del consultor, representarían mejor la cuantificación de daños esperables en la zona de estudio, producido por inundación debido a un rompimiento de presa. Es necesario mencionar que no se utilizó la curva de daño “agricultura” debido a que las plantaciones en la zona corresponde solo a hortalizas (según catastro en Arrau, 2013), por lo que la curva elegida (“pastizales y naturaleza”) representaría de mejor forma los daños esperables al sector agrícola. Estas funciones se discretizaron en tres categorías de daño según el porcentaje de daño. Dicha discretización se presenta en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Nivel de daño según porcentaje de daño considerado en la evaluación cualitativa del daño potencial.

Porcentaje de daño [%]	Nivel de daño
]0 - 15]	Daños menores
]15 - 45]	Daños parciales
]45 - 100]	Daños graves

Para el caso de estimar las pérdidas de vida, se consideraron los pueblos de Illapata, Esquiña y Camarones, los cuales son los únicos ubicados dentro del valle de Camarones aguas abajo al embalse Caritaya, y dentro del área de estudio (hasta el poblado de Camarones). Se actualizó la información poblacional al año 2012 utilizando el porcentaje de variación poblacional de la comuna de Camarones presentado en el sub-capítulo 3.8, sin embargo, debido a la lejanía de los poblados a la zona inundada y que la actividad agrícola (principal actividad económica) se desarrolla cercano a las riberas del río, se consideró, teniendo en cuenta estas dos variables (ver Figura 6.1, Figura 6.2 y Figura 6.3), un 20%, 10% y 90% de la población de Illapata,

Esquiña y Camarones, respectivamente, como población en riesgo. Finalmente, debido a que en la actualidad el embalse se encuentra sin personal y que no existen poblados entre la presa del embalse e Illapata, arbitrariamente se consideró que el tiempo disponible para evacuar de la inundación fuera igual al 10% del tiempo de arribo de la onda de crecida para Illapata y Esquiña y de un 50% para Camarones.

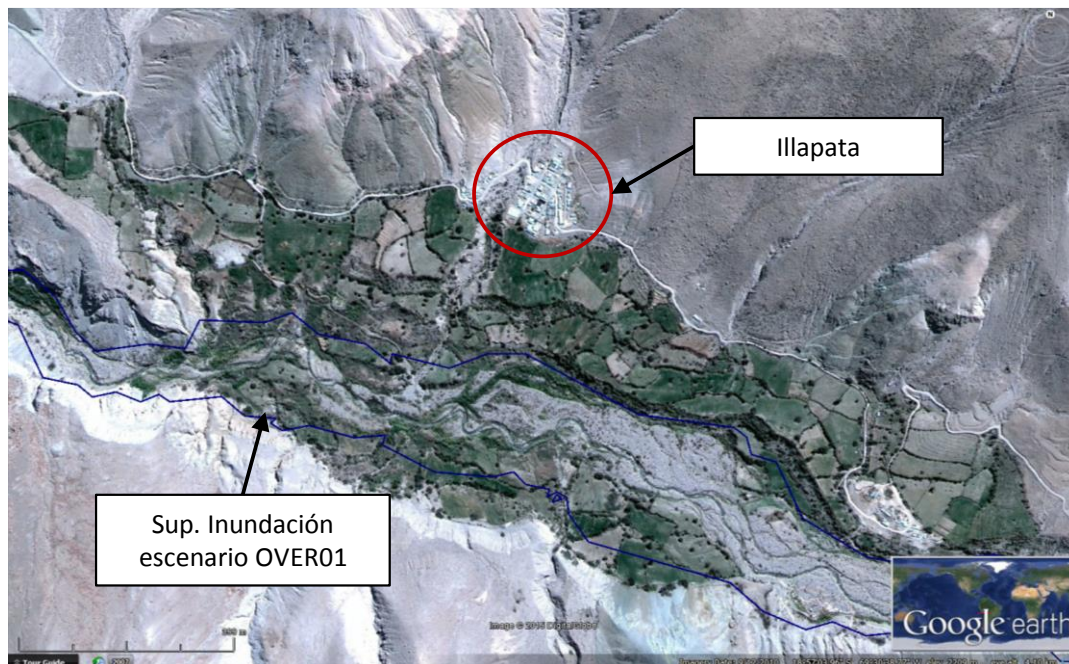


Figura 6.1 Poblado de Illapata, superficie de inundación (escenario OVER01) y superficie utilizada en producción agrícola.

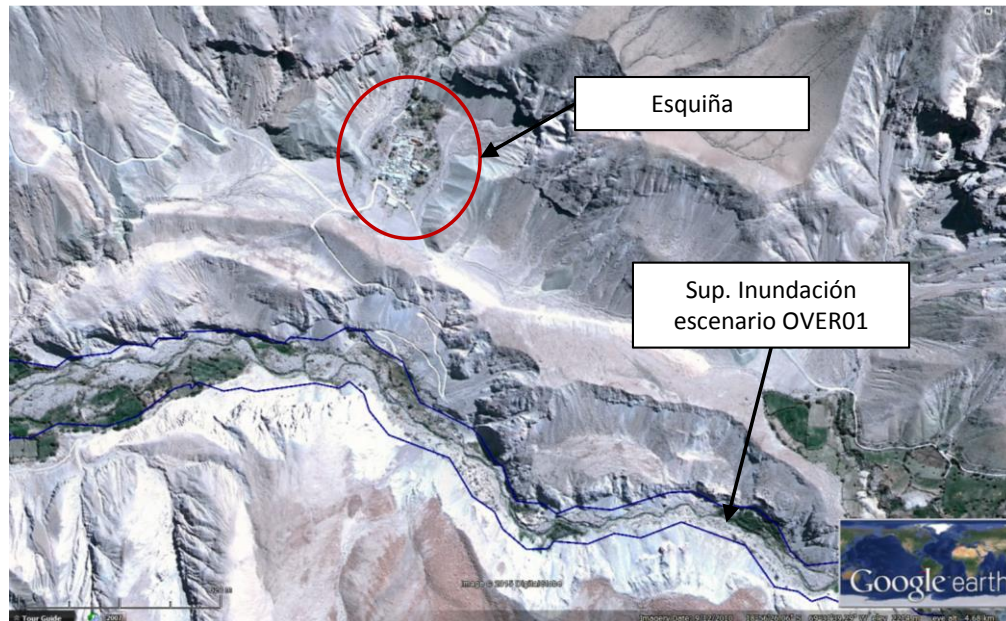


Figura 6.2 Poblado de Esquiña, superficie de inundación (escenario OVER01) y superficie utilizada en producción agrícola.

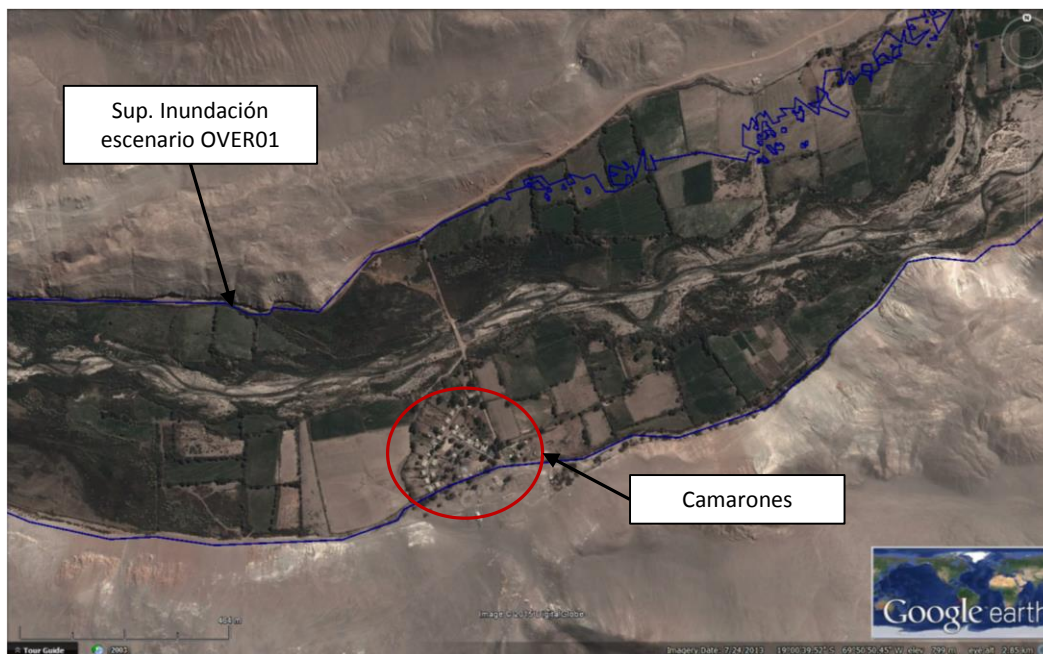


Figura 6.3 Poblado de Camarones, superficie de inundación (escenario OVER01) y superficie utilizada en producción agrícola.

Otra infraestructura evaluada fueron centros de salud, bomberos, carabineros, escuelas y colegios, torres de alta tensión, red vial y puentes. Sin embargo, de la infraestructura evaluada en la zona de estudio, solo existe un puente (puente Camarones en Camarones), tres escuelas, una en Camarones, una en Esquiña y una en Illapata, un jardín infantil en Camarones y 88,5 km de caminos rurales.

La Tabla 6.2, Tabla 6.3, Tabla 6.4 y Tabla 6.5 presentan un resumen de la estimación de daño a las casas, daño agrícola, infraestructura afectada y pérdida de vidas humanas respectivamente, para cada escenario de modelación. En anexo digital N°4 se presenta los resultados específicos geo-referenciados de la estimación de daños y donde se puede extraer la altura y velocidad máxima para cada infraestructura y escenario de modelación, además de la información geo espacial recopilada y/o generada en Arrau (2013) y actualizada en este estudio correspondiente a infraestructura pública, casas, uso de suelo, entre otras.

Es necesario mencionar que la altura mínima de agua en la zona inundada es de 0,1, 0,2, 0,5, 0,5 y 0,6 metros para los escenarios VER01, VER02, PIP01, PIP02 y OVER01, respectivamente. Lo anterior debido al parámetro de mojado y secado de las celdas dentro del modelo hidrodinámico de inundación utilizado para cada escenario. La elección del valor de este parámetro obedeció a razones de estabilidad del modelo.

Tabla 6.2 Resumen de estimación del daño agrícola.

Escenario	Daños Graves [%]	Daños Graves [ha]	Daños parciales [%]	Daños parciales [ha]
VER01	11,6	112	3,0	29
VER02	18,1	174	0,0	0
PIP01	42,0	404	0,0	0
PIP02	47,1	453	0,0	0
OVER01	50,9	490	0,0	0

* No existen daños menores

Tabla 6.3 Resumen de infraestructura afectada.

Escenario	Infraestructura afectada		
	Escuelas y jardines infantiles*	Red vial (caminos rurales) [km]	**Puente Camarones (altura máxima) [m]
VER01	-	3,4	1,7
VER02	-	4,65	2,21
PIP01	-	18,7	5,79
PIP02	Jardín Infantil Junji Camaroncito	Altura máxima: 1,29 metros	24,5
OVER01	Jardín Infantil Junji Camaroncito	Altura máxima: 2,51 metros	7,01
	Escuela Valle de Camarones	Altura máxima: 0,85 metros	

* Solo se ven afectado escuelas y jardines en el pueblo de Camarones, los tiempos de arribo corresponden a los estimados para el poblado de Camarones (ver Tabla 5.5).

** Se presenta la altura máxima de escurrimiento medida desde el lecho, sin que esta signifique que el puente se vea estructuralmente afectado o no.

Tabla 6.4 Resumen de estimación de población en riesgo.

Poblado	Escenario	Caudal Peak [m³/s]	Tiempo de arrib [hrs]	Tiempo disponible para evacuar [hrs]	Población 2012 [hab]	Población en riesgo [hab]
Illapata	PIP01	5.198	0,9	0,1	65	13
	PIP02	9.377	0,8	0,1	65	13
	OVER01	15.269	0,5	0,1	65	13
Esquiña	PIP01	5.179	1,1	0,1	72	7
	PIP02	9.246	1,0	0,1	72	7
	OVER01	15.330	0,7	0,1	72	7
Camarones	PIP01	3.838	3,1	1,5	65	59
	PIP02	7.709	2,7	1,3	65	59
	OVER01	12.747	2,2	1,1	65	59
Total	PIP01	-	-	-	202	79
	PIP02	-	-	-	202	79
	OVER01	-	-	-	202	79

A partir de los resultados de estimación de daños asociados al escenario probable más desfavorable (PIP02), se clasificó la presa desde el punto de vista de riesgo potencial utilizando los criterios internacionales presentados en el sub-capítulo 2.6 (FEMA de EEUU, NZSOLD de Nueva Zelanda y CDA de Canadá). Cabe mencionar que si bien el escenario OVER01 es el escenario modelado más desfavorable, su ocurrencia, tal como se menciona en el acápite 4.2.2, se considera improbable. La clasificación de la presa del embalse Caritaya, para cada criterio analizado, se presenta en la

Tabla 6.6.

Tabla 6.5 Resumen estimación de daños a casas.

Escenario	Número de casas			
	Sin Daño	Daño Parcial	Daño Total	Total
VER01	315	0	0	315
VER02	314	1	0	315
PIP01	262	37	16	315
PIP02	241	20	54	315
OVER01	237	5	73	315

Tabla 6.6 Clasificación de presa del embalse Caritaya desde el punto de vista del riesgo potencial según 3 criterios internacionales.

Casas destruidas (daño total)	Clasificación de presa según riesgo potencial		
	FEMA (EEUU)	NZSOLD (Nueva Zelanda)	CDA (Canadá)
54	Alto	Alto	Alto

7 Recomendaciones y acciones a seguir en caso de emergencias por vertidos extremos y falla de presa.

Anterior a las recomendaciones y acciones a seguir en caso de emergencia por vertimientos extremos y falla de presa, se recomienda, para el caso del embalse Caritaya, lo siguiente.

Evaluar de forma frecuente y después de eventos sísmicos de magnitud importante el estado de la presa, en especial su estabilidad mediante inspecciones de expertos / entendidos en análisis estructural de presas.

Implementar un sistema de detección temprana de caudales vertidos o por falla de presa que de aviso a autoridades locales y regionales, servicios de emergencias como: ONEMI, carabineros, bomberos y/o de asistencias médicas.

Evaluar las capacidades de las autoridades y servicios de emergencias y generar un plan de acción específico por localidad para enfrentar este tipo de emergencias según estas capacidades. Además del plan de acción específico por localidad se recomienda contar con un plan de acción de emergencias del embalse. Información referente a los contenidos que debe tener los planes de acción y/o contingencia se puede encontrar en la ley 20.304 (ley de embalses en Chile) y en FEMA (2013b).

Implementar un sistema de alarma, basado en el sistema de detección temprana que de aviso de las autoridades locales y servicios de emergencia para que coordinen la evacuación de la población en las distintas localidades aguas abajo de la presa según el plan de acción de emergencias.

Capacitar a las autoridades y servicios de emergencia locales para llevar a cabo el plan de acción de emergencias.

Informar y educar continuamente a la población en riesgo de que se encuentran en zona de riesgo en caso de rotura de presa o vertimientos. Para ello, se sugiere confeccionar y repartir folletos explicativos sobre el plan de acción de emergencias, incorporando mapas de inundación de fácil lectura y realizar simulacros para evaluar el desempeño y corregir, si es necesario, los planes de acción.

Finalmente, en caso de emergencias se recomienda seguir los pasos a seguir que se definirán en el plan de acción de emergencias local.

8 Comentarios, conclusiones y recomendaciones

En general, el estudio cumple con los objetivos, tanto principales como específicos, logrando recopilar, analizar, generar y utilizar información relevante para realizar las simulaciones de los eventos extremos de vertido y falla de presa, para luego obtener mapas de inundación detallados, evaluar daños y pérdidas, y clasificar la presa del embalse Caritaya desde el punto de vista de su riesgo potencial.

En forma más específica se concluye que:

1.- El muro del embalse Caritaya se encuentra en buen estado de conservación y no presenta filtraciones de importancia que se hayan detectado durante la campaña de terreno realizada en Febrero de 2015. Sin embargo, las obras de evacuación de crecidas, en particular el rápido de descarga se encuentra deteriorado, donde una parte importante se encuentra erosionada y con fondo irregular. Lo anterior no representaría mayor riesgo a la estabilidad de la presa, sin embargo se recomienda realizar inspecciones periódicas, por un especialista en el área, y reparar las obras que lo requieran.

2.- Los resultados obtenidos en este estudio, principalmente de velocidades, alturas y superficies de inundación, y daños y pérdidas aguas abajo del embalse, se consideran que poseen gran incertidumbre. Lo anterior debido a:

- Para el caso de los escenarios asociados a caudales evacuados por vertedero, si bien la metodología de cálculo y los datos utilizados para estimar los hidrogramas de crecidas afluentes al embalse se considera apropiada, dentro de las posibilidades de la información hidrológica disponible, los resultados poseen gran incertidumbre debido a la metodología indirecta y a la utilización de datos de otras cuencas, en una zona en que las variables hidrológicas poseen gran variabilidad espacial y temporal (INH, 2013).
- Para el caso de los escenarios asociados a fallas de la presa, si bien los hidrogramas de falla resultantes no son sensibles a la hidrología, la complejidad del fenómeno de rotura de presas, donde intervienen aspectos hidráulicos, de transporte de sedimentos y de mecánica de suelos (entre otros), no permite a los modelos, tanto empíricos como de base física, poseer un alto grado de precisión en sus resultados, específicamente en las características de la brecha y su evolución, y los hidrogramas asociados a la rotura. Sin embargo, se utilizaron los hidrogramas resultantes más conservadores (de mayor caudal peak), para que con ellos se obtuviesen áreas de inundación y velocidades más conservadoras.
- La imposibilidad de calibrar los modelos numéricos, tanto de estimación de hidrogramas como hidrodinámicos, en eventos de la magnitud que se evalúan en el presente estudio.
- La estimación de daños es un proceso complejo que involucra factores hidrológicos-hidrodinámicos y socioeconómicos, y tienden a generalizar el comportamiento de las variables que intervienen. Además, existe una gran incertidumbre en la evaluación de estos, debido principalmente a la incertidumbre en los activos involucrados en una inundación y la gran cantidad de marcos metodológicos para medir o estimar daños.

3.- Se obtuvieron resultados de áreas y cotas de inundación, velocidades máximas de escurrimiento y, caudales y tiempos de arribo para distintos sectores a lo largo del río Camarones, utilizando 5 escenarios de modelación. Dos de estos escenarios asociados a eventos de vertimiento (periodos de retorno 100 y 1.000 años), otros dos asociados a eventos de falla de presa por tubificación, y un último asociado a un evento por falla de presa por sobre-vertimiento.

Los resultados de modelación en general presentan valores dentro de rangos esperables, con velocidades puntuales de hasta 30 m/s (valores medios a lo largo del eje del río de hasta 13 m/s) y profundidades de hasta 62 m para el caso más extremo. Lo anterior, considerando las características de los hidrogramas de entrada (caudales muy elevados y rápidamente variados) y geometría del dominio de modelación (encajonamiento y gran pendiente del perfil longitudinal de terreno).

Sin embargo, en los casos de los escenarios asociado al vertimiento de caudales de crecida (periodo de retorno 100 y 1.000 años), si bien no se observan velocidades ni cotas de escurrimiento fuera de rangos esperables, se observan inconsistencias en los resultados de evolución de los hidrogramas a lo largo del río Camarones. Estas inconsistencias se pueden atribuir a que la discretización espacial no es lo suficientemente fina para reproducir adecuadamente las ondas de crecidas de caudales bajos. Debido a la gran extensión del dominio de modelación espacio-temporal requerido para estos escenarios, resulta impracticable respecto a los tiempos de modelación y de los recursos computacionales necesarios para efectuar las simulaciones utilizando una discretización espacial más fina.

4.- El escenario de modelación resultante de una falla por sobre vertimiento se considera improbable debido a los supuestos que se adoptaron para que este tipo de falla ocurriera en las modelaciones realizadas en la Etapa 2. Sin embargo, de modo ilustrativo, se realizó la simulación de inundación aguas abajo de la presa para este caso. Se sugiere considerar los resultados de simulación de este escenario como referenciales.

5.- Debido al gran costo computacional de los modelos 2D y la incertidumbre en los distintos procesos de la metodología, se recomienda para futuros estudios similares al presente, y tal como propone la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de US (ver Tabla 5.1), evaluar el uso de un modelo unidimensional (1D) o 1D combinado con un bi-dimensional (1D2D) para realizar las estimaciones de las variables del flujo, más aún cuando se requiera modelar extensas áreas y el flujo evidentemente permanecerá encajonado, como es el caso en presente estudio.

6.- Finalmente, se sugiere seguir las recomendaciones presentadas en el capítulo 7, asociadas a las acciones a seguir para proteger la población en riesgo y daños en caso de ocurrencia de un evento de rotura de presa.

9 Bibliografía.

Arcadis Geotécnica. 2008. Diseño y especificaciones técnicas para suministro, fabricación y montaje de elementos mecánicos de las obras de entrega y regulación de la presa Caritaya. DOH.

Arrau. 2013. Estudio básico diagnóstico de obras hidráulicas y fluviales quebrada de Camarones, región de Arica y Parinacota.

Bernedo, C. 2011. Predictive models and available softwares. USSD Workshop on dam break analysis applied to tailings dams.

De Moel, H. & Aerts, J. C. J. H. 2010. Effect of uncertainty in land use, damage models and inundation depth on flood damage estimates. Nat Hazards (2011) 58:407–425.

DeKay M.L & McClelland G.H.1993. Predicting loss of life in cases of dam failure and flash floods.

FEMA. 2004. Federal guidelines for dam safety: Hazard Potential Classification System for Dams.

FEMA. 2013a. Federal guidelines for inundation mapping of flood risks associated with dam incidents and failures.

FEMA. 2013b. Federal guidelines for dam safety.

FRMRC. 2011. Predicting Breach. Practitioner Workshop on Asset Management. Flood Risk Management Research Consortium (FRMRC).

IDIEM. 2000. Embalse para Riego: Operación, Seguridad y Seguimiento – Informe Final Embalse Conchi.

INE. 2005. Chile: ciudades, pueblos, aldeas y caseríos.

INH. 2013. Estudio hidráulico quebrada Acha, Arica, Región XV, etapa II.

Jongman B., et al. 2012. Comparative flood damage model assessment: towards a European approach. Natural Hazards and Earth System Sciences.

Jonkman, S.N. et al. 2002. Loss of life models for sea and river floods.

Mohamed M., Samuels P. & Morris M. 2002. Improving the Accuracy of Prediction of Breach Formation through Embankment Dams and Flood Embankments.

Office of the State Engineer Dam Safety Branch. 2010. Guidelines for dam breach analysis. State of Colorado Department of Natural Resources, Division of Water Resources

Pistrika A. 2010. Flood Damage Estimation based on Flood Simulation Scenarios and a GIS Platform. European Water 30: 3-11, 2010.

RESCDAM. 2001. Development of Rescue Actions Based on Dam-Break Flood Analysis. Finnish Environmental Institute.

Rusli N. et al. 2014. Google Earth's derived digital elevation model: A comparative assessment with Aster and SRTM data. 8th International Symposium of the Digital Earth (ISDE8).

Satyanand A. 2008. Building (Dam Safety) Regulations. Governor-General in Council.

SMI. 2008. Diagnóstico definitivo reparación embalse Caritaya, provincia de Arica, I región.

US Army Corps of Engineers. 2014. TD-39: Using Hec-Ras for Dam Break Studies. CEIWR-HEC.

USB. 2012. 16 Flood Overtopping Failure. U.S. Bureau of Reclamation & US Army Corps of Engineers.

UWGB. 2015. Consulta en internet el día 7 de diciembre de 2015 a la página web <https://www.uwgb.edu/dutchs/EnvGeol-PPT/Floods.ppt>.