

SERVICIO DE CONSULTORÍA INDIVIDUAL POR PRODUCTO “PARA EL DISEÑO DEL MODELO DE OPERACIÓN INICIAL DEL EMBALSE MISICUNI”

CONTRATACIÓN MENOR: N° 017//2016



INFORME FINAL

**ELABORADO POR:
PABLO FERNANDO LÓPEZ ANTEZANA**

DICIEMBRE DE 2016

SERVICIO DE CONSULTORÍA INDIVIDUAL POR PRODUCTO PARA EL DISEÑO DEL MODELO DE OPERACIÓN INICIAL DEL EMBALSE MISICUNI

PRIMER INFORME DE AVANCE

CONTENIDO GENERAL

1	INTRODUCCIÓN	1
2	ALCANCE.....	3
3	METODOLOGÍA.....	4
4	INFORMACION BÁSICA DISPONIBLE	7
4.1	ESTUDIOS E INFORMES.....	7
4.2	MAPAS Y OTRO MATERIAL CARTOGRÁFICO.....	8
4.3	DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS	9
5	CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	13
5.1	LOCALIZACIÓN	13
5.2	CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS E HIDROLÓGICAS.....	14
5.3	CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA Y EMBALSE DE MISICUNI	16
6	PROCESAMIENTO DE LOS DATOS CLIMATOLÓGICOS	21
6.1	DATOS DE PRECIPITACIÓN	21

6.1.1	Preparación de Base de Datos	21
6.1.2	Análisis de consistencia y relleno de datos	21
6.1.3	Precipitación promedio anual, mensual y diaria en la cuenca	24
6.2	DATOS DE EVAPORACIÓN.....	25
6.3	DATOS DE CAUDALES	27
6.3.1	Breve Historial de Estudios	27
6.3.2	Procesamiento de Registros Disponibles en Bocatoma	30
6.3.3	Procesamiento de Registros Disponibles en Sivingani	35
7	GENERACIÓN DE SERIE DE CAUDALES NATURALES DE INGRESO AL EMBALSE.....	36
7.1	MODELO HEC-HMS	36
7.1.1	Aspectos Generales	36
7.1.2	Componentes de un Modelo HEC-HMS	38
7.1.3	Base Teórica del Modelo de Balance de Humedad del Suelo	40
7.2	ELABORACIÓN DEL MODELO HEC-HMS DE LA CUENCA MISICUNI	53
7.2.1	Topología	53
7.2.2	Datos Básicos de Entrada.....	54
7.3	CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO HEC-HMS PARA LA CUENCA MISICUNI	55
7.3.1	Procedimiento de Calibración y Validación	55
7.3.2	Resultados	60

8	ANÁLISIS CRÍTICO DE RESULTADOS Y SELECCIÓN DE SERIE REPRESENTATIVA DE CAUDALES DE INGRESO AL EMBALSE	62
9	ANÁLISIS DE LA OPERACIÓN DEL EMBALSE MISICUNI	73
9.1	ASPECTOS GENERALES	73
9.2	MODELO DE SIMULACIÓN DE LA OPERACIÓN.....	74
9.2.1	Ecuaciones Básicas	74
9.2.2	Variables de Entrada al Modelo de Operación	75
9.2.3	Escenarios de Simulación y Condiciones de Borde.....	80
9.3	RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN DE LA OPERACIÓN.....	85
9.3.1	Proceso de Inicio de Operación del Embalse (Primer Llenado usando los aportes de la época de lluvias 2016 – 2017).....	85
9.3.2	Situación durante el Segundo Año de Operación (que incluye los aportes de la época de lluvias 2017 – 2018)	89
9.3.3	Operación de Mediano y Largo Plazo (a partir del tercer año de operación)	91
10	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
10.1	CONCLUSIONES.....	96
10.2	RECOMENDACIONES	101
11	BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 4.1: Localización del área de Estudio y Ubicación de Estaciones Climatológicas	11
Figura N° 4.2: Diagrama de Barras de Datos de Precipitación y Caudales Disponibles	12
Figura N° 5.1: Localización del PMM y Esquema de Obras	14
Figura N° 5.2: Emplazamiento Presa del PMM	18
Figura N° 5.3: Sección Típica de la Presa	19
Figura N° 5.4: Curvas Altura - Área - Volumen del Embalse Misicuni	20
Figura N° 6.1: Subcuencas, Polígonos de Thiessen y Ubicación de Estaciones Pluviométricas	26
Figura N° 6.2: Curva Altura – Caudal del Vertedero de Bocatoma	33
Figura N° 7.1: Ciclo Hidrológico Natural de la Superficie de la Tierra	42
Figura N° 7.2: Ciclo Hidrológico Natural de la Superficie de la Tierra (Esquemático)	43
Figura N° 7.3: Esquema Conceptual del Proceso de Simulación del Esgurrimiento, utilizado por el Modelo HEC- HMS	46
Figura N° 7.4: Esquema Conceptual del Método SMA del HEC-HMS	47
Figura N° 7.5: Componente de Flujo Superficial	52
Figura N° 7.6: Esquema del Modelo HEC-HMS de la Cuenca Misicuni	54
Figura N° 8.1: Periodo 1989 – 1997. Caudales Simulados vs Medidos en Sivingani	63

Figura N° 8.2: Periodo 1989 – 1997. Curvas Acumuladas de Caudales Simulados y Medidos en Sivingani	63
Figura N° 8.3: Periodo 1989 – 1997. Curva Doble Masa Acumulada de Caudales Simulados y Medidos en Sivingani	64
Figura N° 8.4: Periodo 1989 – 1997. Curvas de Duración de Caudales Simulados y Medidos en Sivingani	64
Figura N° 8.5: Periodo 1968 – 1982. Caudales Simulados, Medidos y Medidos Reducidos en Sivingani	66
Figura N° 8.6: Periodo 1989 – 1997. Curvas Acumuladas de Caudales Simulados, Medidos y Medidos Reducidos en Sivingani.....	67
Figura N° 8.7: Periodo 1989 – 1997. Curva Doble Masa Acumulada de Caudales Simulados y Medidos Reducidos en Sivingani.....	67
Figura N° 8.8: Periodo 1989 – 1997. Curvas de Duración de Caudales Simulados, Medidos y Medidos Reducidos en Sivingani.....	68
Figura N° 8.9: Periodo 1967 – 2016. Curvas de Duración de Caudales Simulados y de Serie Híbrida Recomendada de Caudales de Ingreso al Embalse de Misicuni.....	71
Figura N° 9.1: Variaciones Mensuales de la Demanda de Agua de Riego.....	78
Figura N° 9.2: Curvas de Niveles del Embalse Durante los Años Indicados	87
Figura N° 9.3: Curvas de Duración Mensual y Anual de Niveles del Embalse	88
Figura N° 9.4: Producción de Agua Potable y Riego Prevista en el Mediano y Largo Plazo para una Garantía de Suministro de 95%.....	93

Figura N° 9.5: Curvas de Niveles del Embalse para los Años Mostrados, Considerando una Producción de Agua Potable de 2.006 m³/s y Riego (0.6 m³/s), en el Mediano y Largo Plazo para una Garantía de Suministro de 95%..... 95

Figura N° 9.6: Curvas de Duración de Niveles del Embalse a Nivel Mensual y Anual, Considerando una Producción de Agua Potable de 2.006 m³/s y Riego (0.6 m³/s), en el Mediano y Largo Plazo para una Garantía de Suministro de 95% 96

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 5.1: Embalse Misicuni, Curva Altura – Área - Volumen..... 19

Tabla N° 6.1: Cuencas e Intercuencas Consideradas, Áreas de Polígonos de Thiessen y Factores de Ponderación 25

Tabla N° 7.1: Rango de Valores de los Parámetros de Ajuste (Calibración) Considerados 60

Tabla N° 8.1: Sitio de Presa en Sivingani. Serie Recomendada de Caudales Medios Mensuales (m/s), Periodo 1967 - 2016 72

Tabla N° 9.1: Primer Llenado del Embalse. Garantía de Suministro en Función de Caudales de Agua Potable (m³/s) y Horas de Funcionamiento a Plena Carga de las Turbinas de la Central Hidroeléctrica..... 86

Tabla N° 9.2: Segundo Año de Operación. Garantía de Suministro en Función del Volumen Inicial del Embalse y las Horas de Funcionamiento a Plena Carga de las Turbinas de la Central Hidroeléctrica..... 90

Tabla N° 9.3: Operación de Mediano y Largo Plazo del Embalse. Garantía de Suministro en Función de las Combinaciones de Extracciones de Agua Potable y Riego Indicadas 92

Tabla N° 9.4: Operación de Mediano y Largo Plazo del Embalse. Caudal Total de Extracción del Embalse para Agua Potable y Riego y No. de Horas Equivalentes de Funcionamiento de las Tres Turbinas de la Central Hidroeléctrica..... 94

LISTA DE APÉNDICES

- 4.1 Resumen Mensual de Datos Originales de Precipitación**
- 4.2 Resumen Mensual de Datos Originales de Caudales**
- 4.3 Resumen Mensual de Datos de Otras Variables**
- 6.1 Curvas Doble Masa Acumuladas de Datos Mensuales Originales de Precipitación**
- 6.2 Curvas Doble Masa de Series Mensuales Depuradas de Precipitación**
- 6.3 Series Mensuales Rellenadas de Precipitación**
- 6.4 Curvas Doble Masa de Series Mensuales Rellenadas de Precipitación**
- 6.5 Resumen Mensual de Precipitación en Subcuencas**
- 6.6 Curvas Doble Masa Acumulada Precipitación vs Caudal**
- 7.1 Resultados Proceso de Calibración Modelo HEC-HMS**

SERVICIO DE CONSULTORÍA INDIVIDUAL POR PRODUCTO PARA EL DISEÑO DEL MODELO DE OPERACIÓN INICIAL DEL EMBALSE MISICUNI

PRIMER INFORME DE AVANCE

1 INTRODUCCIÓN

La Empresa Misicuni (EM) y Pablo Fernando López Antezana (el Consultor), han suscrito un contrato para la realización de un estudio para el Diseño del Modelo de Operación Inicial del Embalse Misicuni.

De acuerdo a los Términos de Referencia (TdR) y a la propuesta del Consultor, la consultoría tiene como objetivo general realizar un análisis hidrológico del proceso de inicio de operación del embalse del Proyecto Misicuni.

Para el efecto, se han planteado dos tareas u objetivos específicos, consistentes en:

- 1. Actualizar el estudio hidrológico básico, con el objeto de obtener una serie actualizada de caudales medios diarios de ingreso al embalse, en el periodo 67/68 – 15/16
- 2. Utilizando la serie generada de caudales y otras variables que hacen a la operación del embalse, realizar la simulación de la operación del embalse (a nivel diario), considerando diferentes escenarios, tales como al menos: proceso de primer llenado, pruebas de la central hidroeléctrica y operación normal

Según lo establecido en el Contrato, transcurrida la primera parte del trabajo, el 15 de Noviembre de 2016 el Consultor entregó un Primer Informe que trata el desarrollo, descripción y resultados de la Tarea 1. Una vez establecida la serie de caudales medios diarios, el Consultor preparó el modelo de operación del embalse y completó el alcance establecido como parte de la Tarea 2.

En este contexto, este documento constituye el Informe Final elaborado por el Consultor, que es entregado, de acuerdo a las estipulaciones del Contrato No. 033/2016 y el correspondiente Contrato Modificatorio No. 038/2016.

Para permitir una mejor comprensión del trabajo realizado y de los resultados alcanzados, se acordó con la Empresa Misicuni que el presente informe incluya la descripción de todo el trabajo realizado, abarcando las tareas desarrolladas para el logro de los Objetivos Específicos 1 y 2.

En este entendido, los Capítulos 2 al 7 inclusive de este informe describen el proceso desarrollado para la obtención de la serie de caudales medios diarios de ingreso al embalse, en el periodo 67/68 – 15/16, para el logro del Objetivo Específico 1 y que formaron parte del Primer Informe entregado en Noviembre de 2016, en tanto que los Capítulos 8, 9 y 10 desarrollan las tareas y resultados relacionados con el Objetivo Específico 2.

Este capítulo 1 presenta los objetivos y contenido de este informe, en tanto que los Capítulos 2 y 3 describen brevemente el alcance y la metodología implementados para el logro de los Objetivos 1 y 2. Por su parte, en el Capítulo 4 se presenta el detalle de la información básica recopilada y revisada, que ha sido puesta a disposición del Consultor por la EM y la obtenida de terceras fuentes.

En el Capítulo 5 se realiza una breve caracterización del área de estudio y una descripción general de las obras, con énfasis en la presa y el embalse.

En el Capítulo 6, se realiza el procesamiento de la información básica disponible. Se describe la conformación de la base de datos de precipitaciones, caudales y otras variables y se desarrolla ampliamente el proceso de control de calidad y consistencia de la información, así como el relleno de datos, con el objeto de contar con series completas de precipitaciones y lo más representativas posible de caudales medios diarios, tanto en Bocatoma, como en Sivingani.

En el Capítulo 7 se describe el proceso de modelación, calibración y ajuste del modelo HEC-HMS, versión 4.2 de agosto de 2016, para la obtención de series completas de caudales en los mencionados sitios, en el periodo Agosto 1967 – Julio 2016.

Con base en los resultados del proceso de calibración y ajuste desarrollado en el capítulo anterior, en el Capítulo 8 se realiza el análisis de calidad y consistencia de la serie de caudales resultante de la mejor calibración y ajuste logrados con el modelo HEC-HMS. Se compara dicha serie con los caudales medios diarios disponibles medidos en Bocatoma y Sivingani en los diferentes periodos de registros y se establece una serie “híbrida” elegida (recomendada), como la más representativa de caudales de ingreso al embalse.

En el Capítulo 9 se describe el proceso de elaboración del modelo de operación del embalse Misicuni. Luego de presentar los aspectos conceptuales del modelo de operación diaria, se discuten las condiciones de borde y los datos de entrada, así como los escenarios a ser simulados y sus respectivas funciones objetivo. En la última sección de este capítulo se presentan y discuten los resultados de la simulación, considerando como casos principales: a) el Proceso de Inicio de Operación del Embalse (Primer Llenado usando los aportes de la época de lluvias 2016 – 2017); b) La situación durante el Segundo Año de Operación (que incluye los aportes de la época de lluvias 2017 – 2018) y; c) La Operación de Mediano y Largo Plazo (a partir del tercer año de operación).

Finalmente, en el Capítulo 10 se presenta un resumen de los principales resultados y las principales conclusiones y recomendaciones de este estudio.

2 ALCANCE

Para cumplir el Objetivo Específico 1 de esta consultoría, descrito anteriormente, se han desarrollado las tareas principales que se resumen a continuación:

- Recopilación y revisión de los estudios hidrológicos realizados para el proyecto.
- Recopilación y revisión de la información disponible, tanto de datos y estudios generados por la Empresa Misicuni y otras instituciones, como por el SENAMHI
- Conformación de una base de datos hidrometeorológicos, principalmente de precipitaciones y caudales a nivel diario
- Control de consistencia y confiabilidad de los datos básicos de precipitaciones diarias y caudales medios diarios, así como el relleno y conformación de series de precipitaciones

diarias representativas de las sub-cuencas y cuenca principal del embalse Misicuni, para el periodo Agosto de 1967 – Julio de 2016

- Construcción de un Modelo Hidrológico Precipitación – Caudal utilizando el paquete HEC-HMS
- Ajuste y Calibración del modelo Precipitación - Caudal en la cuenca de aporte al embalse Misicuni, utilizando los datos de caudales medios diarios observados (medidos) en la estación hidrométrica de Bocatoma en el periodo 2006 - 2016
- Generación de series de caudales medios diarios para la cuenca para el periodo (Agosto) 1967 – 2016 (Julio)

Por su parte, las tareas desarrolladas para el cumplimiento del Objetivo Específico 2 fueron las siguientes:

- Definición y justificación de la elección de la serie de caudales medios diarios más representativa de aportes al embalse de Misicuni, que cubre el periodo Agosto 1967 – Julio 2016.
- Elaboración y armado del modelo de simulación de la operación diaria del embalse y establecimiento de los escenarios de simulación, condiciones de borde y funciones objetivo.
- Simulación de los escenarios definidos, discusión de resultados y conclusiones y recomendaciones.

3 METODOLOGÍA

La metodología utilizada para la elaboración de este informe, se enmarca en los objetivos descritos anteriormente.

La información proporcionada por la Empresa Misicuni, cuyo detalle se describe en el Capítulo 4, ha sido entregada en formato digital. La caracterización del área de estudio se ha realizado a partir de su revisión, complementada con el conocimiento y experiencia del consultor, así como con los hallazgos de la visita de campo. Como parte de esta caracterización, se ha realizado una descripción del historial de estudios hidrológicos realizados para el proyecto.

Como se explica más adelante en este informe, dado el historial de mediciones de caudales disponibles y de las diferencias encontradas en los caudales medios en las diferentes etapas de mediciones (periodos 1967-1981; 1989-1997 y 2006-2016), en este estudio (y de acuerdo a los Términos de Referencia) se decidió utilizar los datos del último periodo para fines de reconstitución y generación de una serie única de caudales medios diarios en el periodo 67/68 – 15/16.

En este contexto, se han realizado todos los esfuerzos para conformar una base completa de datos diarios de precipitaciones y caudales, a partir de la cual se han realizado los análisis de calidad y consistencia de datos de precipitación, mediante el método de dobles masas acumuladas y su posterior relleno a nivel mensual, utilizando el paquete HEC-4 del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, por sus siglas en inglés).

Con la base de datos diarios de precipitación conformada, se han procesado los caudales diarios medidos en la toma de Bocatoma y se han depurado y seleccionado los periodos más consistentes para fines de calibración y validación.

Luego, se ha establecido un modelo Precipitación – Caudal, utilizando el paquete HEC-HMS (versión 4.2 de Agosto de 2016) del USACE y se ha realizado un proceso extenso de calibración y validación, utilizando también para fines comparativos los caudales diarios registrados en el Angosto de Sivingani en el periodo 1989-1997.

Una vez lograda la mejor calibración y validación posibles, con el modelo HEC-HMS se han generado las series sintéticas de caudales medios diarios disponibles en Bocatoma y de ingreso al embalse, para el periodo Agosto de 1967 – Julio de 2016.

Los detalles del procesamiento realizado y de los resultados hallados, se presentan en los Capítulos 6 y 7 de este informe.

Posteriormente, estas series han sido analizadas en cuanto a su calidad y consistencia, comparándolas con las diferentes series de caudales medidos en Bocatoma y en el Angosto de

Sivingani, utilizando para el efecto herramientas como las Dobles Masas Acumuladas y Curvas de Duración. Como resultado de esta comparación y con el propósito de rescatar en la medida de lo posible los registros históricos disponibles, se ha establecido una serie única “híbrida” de caudales medios diarios de ingreso al embalse, en base a la cual se han realizado los correspondientes análisis de la operación del mismo.

El modelo de operación desarrollado, consiste en una planilla EXCEL que simula el balance hídrico diario del embalse, tomando en cuenta las entradas y salidas y controlando al principio y final de cada día el estado del sistema (embalse), en términos de los niveles alcanzados y la correspondiente situación respecto de las condiciones de borde impuestas (volumen o nivel mínimo y máximo de operación, caudales de suministro requeridos, etc.).

Para cada escenario de simulación de la operación (proceso de llenado durante el primer año, situación durante el segundo año y situación en el largo plazo) se han definido sus propias condiciones de borde y función objetivo y se han realizado innumerables simulaciones considerando diferentes caudales extraídos del embalse (para generación de electricidad, agua potable y riego) estableciendo en cada caso las correspondientes garantías de suministro.

Finalmente, en el último capítulo de este informe, se presenta la discusión general de los resultados y las correspondientes conclusiones y recomendaciones.

4 INFORMACION BÁSICA DISPONIBLE

4.1 ESTUDIOS E INFORMES

Los principales estudios realizados para el Proyecto Múltiple Misicuni (PMM) se detallan a continuación:

Año/Periodo	Estudio	Autor/Consultor
1973-1975	Prefactibilidad	SOFRELEC
1979	Factibilidad	LAMARRE VALOIS
1984-1987	Diseño Final	ELECTROWATT
1992	Estudio de Factibilidad de Utilización y Explotación de los Recursos de Agua del Valle de Cochabamba y Alrededores	TAMS Consultants Inc.
1997	Estudio Técnico, Financiero, Legal y Ambiental para la Participación Privada en la Implementación del PMM	URS (antes llamada DAMES & MOORE)
2003	Estudios y Diseños Complementarios del PMM (Diseño para Construcción de la presa de 85 m)	TAMS – INGETEC
2007-2008	Adecuación del Diseño de Presa de Cara de Concreto de 85 m a una de 120 m de Altura. Diversos informes preparados por el Consorcio Supervisor de la construcción de la presa	ENGEVIX – CAEM
2008-2012	Adecuación de diseños de las obras del PHM	ENDE, con Consultores individuales locales

Tanto para la realización de los estudios incluidos en el cuadro anterior, como durante el proceso de gestión del proyecto a cargo de la Empresa Misicuni, se han generado los siguientes estudios hidrológicos que han sido revisados por el Consultor:

- Asociación Misicuni. Proyecto Múltiple Misicuni. Informe de Optimización. Mayo de 1984. Electrowatt Ingenieros Consultores S.A. Capítulo 2: Datos Hidrológicos Básicos. Citado como EWI, 1984.
- Roberto Montoya Polo, 1998. Estudio Hidrológico de la Cuenca del Río Misicuni. Proyecto de Grado Presentado en Cumplimiento Parcial de los Requisitos para Optar al Título de Licenciado en Ingeniería Civil. Universidad Mayor de San Simón (UMSS).
- TAMS-INGETEC, 2003. Empresa Misicuni. Estudios y Diseños Complementarios del Proyecto Múltiple Misicuni. Informe de Evaluación. Etapa I. Volumen 1 de 2. Capítulo 6: Hidrología.
- Gabriel Nicolás López Gumucio, 2010. Estudio Hidrológico de la Cuenca del Río Misicuni. Proyecto de Grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad Católica Boliviana.

Donde resulte relevante en los siguientes capítulos, se hará referencia a los estudios listados arriba.

4.2 MAPAS Y OTRO MATERIAL CARTOGRÁFICO

La Empresa Misicuni ha proporcionado al Consultor un Modelo Digital del Terreno (DEM) en formato raster, con una resolución de 4x4 m, que cubre toda el área de la cuenca del proyecto y un sector aguas abajo de la presa. Este DEM cubre el área de la cuenca, excepto por un sector de la subcuenca del río Serkheta en la parte Oeste.

Adicionalmente se cuenta con el modelo de elevación digital ASTERDEM (Resolución 30 x 30 m) proporcionado de manera gratuita por la Agencia Espacial de Estados Unidos (NASA) y el Ministerio de Economía Comercio e Industria del Japón (METI). Ambas instituciones han diseñado un nuevo mapa topográfico digital, creado a partir de casi 1,3 millones de imágenes estéreo recogidas por el radiómetro japonés llamado ASTER (Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer). Este radiómetro es uno de los cinco instrumentos de observación de la Tierra que viajaron a bordo del satélite Terra, lanzado en diciembre de 1999.

ASTER recoge las imágenes del espectro visible y también las regiones de longitud de onda de las radiaciones térmicas infrarrojas, con resoluciones espaciales que van desde unos 15 a 90 metros (50 a 300 pies).

Cabe señalar que toda la información cartográfica se ha referenciado a una proyección UTM huso o zona 20 sur, utilizando como Datum el WGS 84.

Estas imágenes y DEM servirán para delinear las divisorias de agua y determinar las áreas de las subcuencas que aportan al sistema de la cuenca principal del embalse Misicuni.

4.3 DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS

En la zona del proyecto existen algunas estaciones climatológicas, tanto dentro de la Cuenca como en los alrededores fuera de ella, utilizadas como estaciones de apoyo. La mayor parte de los registros han sido proporcionados por la EM, en tanto que los correspondientes a las estaciones de Aasana y Escalerani, han sido extraídos de la base de datos del SENAMHI, disponibles en su página Web (www.senamhi.gob.bo).

La Figura 4.1 muestra la localización de la cuenca y ubicación de las estaciones climatológicas utilizadas. En la Tabla 4.1 se presenta un detalle similar, indicando además las coordenadas de su ubicación y el tipo de datos disponibles. La Figura 4.2 muestra el diagrama de barras con los periodos de datos disponibles de precipitación y caudales en cada estación.

Se puede observar, que dentro de la cuenca, se tienen prácticamente 8 estaciones, que han funcionado en diferentes periodos. Desde el año 2006, la EM ha instalado estaciones climatológicas automáticas, reemplazando los pluviómetros convencionales en Sivingani, Cuatro Esquinas, Templo y Sunjani, y Aguadas como estación nueva. Con el objeto de lograr una cobertura a nivel regional y poder apreciar las variaciones en el entorno de la cuenca, se utilizarán además los datos de Escalerani y La Cumbre, que funcionaron dentro de la cuenca, y de Aasana

Aeropuerto de la ciudad de Cochabamba, por tratarse de una estación con datos de reconocida consistencia.

En la Tabla 4.1 y Figura 4.2, se observa, que la mayoría de las estaciones cuenta con datos desde finales de los años '60 hasta la actualidad, aunque con periodos relativamente largos de interrupciones. La única estación con registros ininterrumpidos es precisamente Aasana.

Por otra parte, en la Tabla 4.1 y Figura 4.2 se muestran también los periodos en que se han realizado mediciones hidrométricas y se han recolectado datos de caudales (o lecturas de nivel) en las estaciones hidrométricas de Angosto Sivingani (actual sitio de presa) y en la obra de toma de Bocatoma, cerca de la entrada del túnel principal. Como se puede observar, también se han recopilado resúmenes mensuales de los caudales producidos en el Sistema Escalerani – La Cumbre de SEMAPA, para el periodo 1999 – 2016.

En los Apéndices 4.1 y 4.2 se incluyen los resúmenes mensuales de los datos de precipitación y caudales en las diferentes estaciones. Por otra parte, en el Apéndice 4.3 se incluyen datos mensuales de otras variables climatológicas, como temperatura, evaporación y otras.

Tabla 4.1. Datos Hidrometeorológicos Disponibles

No.	Estación	Coordenadas UTM		Elevación (msnm)	Tipo de Datos	Periodo con Registros	Fuente de Datos
		Este	Sud				
1	Aasana CBBA	799912.08	8072232.30	2566	P,T,V,H,R	1943 - 2016	SENAMHI
2	Sivingani	784252.28	8108130.99	3780	P,T,V,E	1967 - 2016	EM
3	Bocatoma	784963.96	8104443.15	3756	P	2000 - 2016	EM
4	Sunjani	781616.68	8100242.29	3964	P	1967 - 2016	EM
5	Templo	780229.67	8098596.78	4278	P	1967 - 2016	EM
6	La Cumbre	796355.24	8087710.70	4082	P	1967 - 1987	SENAMHI
7	Escalerani	796677.99	8097516.96	4191	P	1967 - 1988	SENAMHI
8	Cuatro Esquinas	793422.77	8096505.21	3986	P	1967 - 2016	EM
9	Aguadas	789243.69	8101867.21	3956	P	2006 - 2016	EM
10	Angosto Sivingani	783975.46	8108074.99	3690	Q	1968 1982 1989 - 1997	EM
11	Bocatoma	784963.96	8104443.15	3756	Q	2006 - 2016	EM

Nota: P = Precipitación; T = Temperatura; V = Dirección y Velocidad del Viento; H = Humedad Relativa;
R = Radiación Solar; E = Evaporación; Q = Aforos, Niveles, Caudales

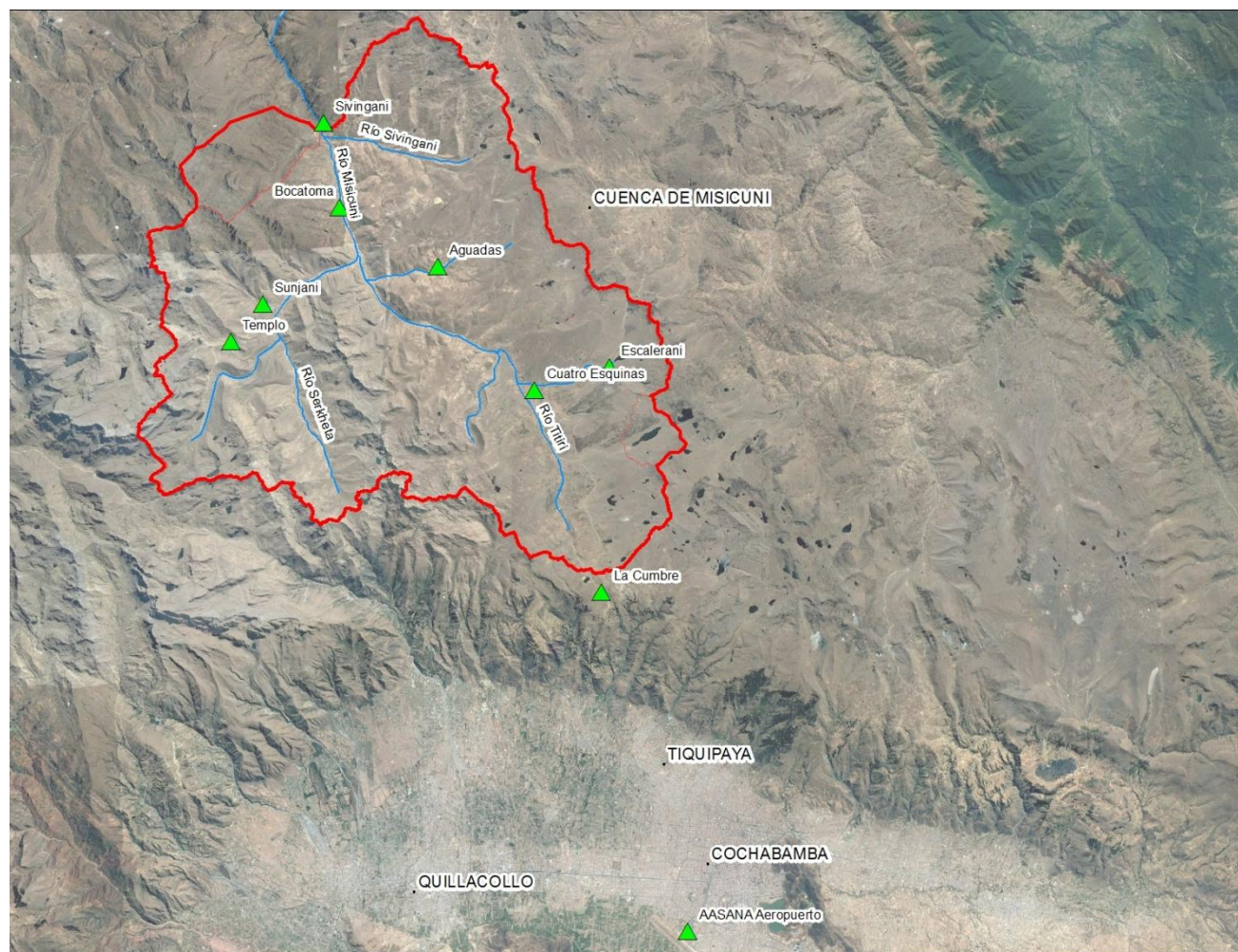


Figura N° 4.1: Localización del área de Estudio y Ubicación de Estaciones Climatológicas

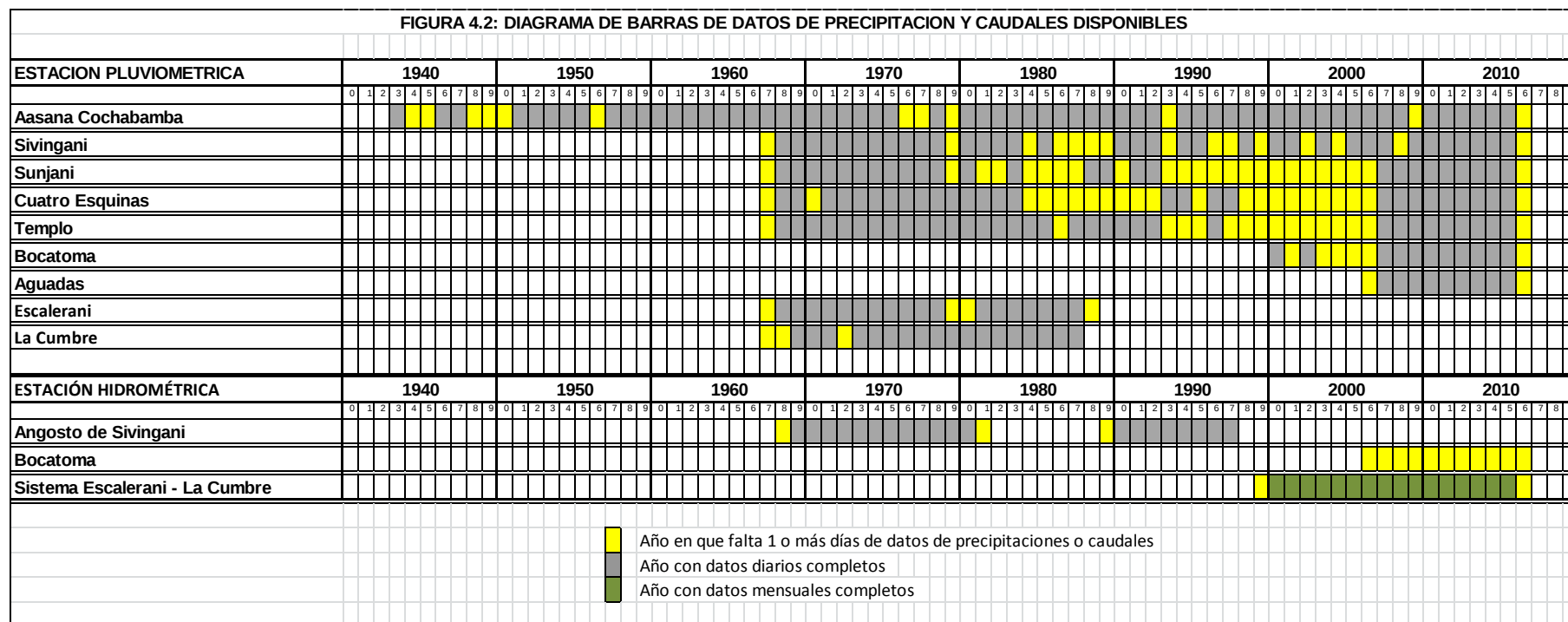


Figura N° 4.2: Diagrama de Barras de Datos de Precipitación y Caudales Disponibles

5 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

5.1 LOCALIZACIÓN

El Proyecto Múltiple Misicuni (PMM), se encuentra ubicado en la Cordillera del Tunari, a unos 40 km en línea recta, al Nor Oeste de la ciudad de Cochabamba (ver Figura N° 5.1).

En su concepción global, el PMM consiste en el aprovechamiento de los recursos hídricos disponibles en las cuencas de los ríos Misicuni, Viscachas y Putucuni, mediante la construcción de una presa de 120 m de altura en el Angosto de Sivingani sobre el río Misicuni, un túnel principal de aducción hacia el Valle de Cochabamba de unos 20 km de longitud, una chimenea de equilibrio, cámara de válvulas, tubería forzada, casa de máquinas con una capacidad final instalada de 120 MW y embalse de compensación en el sector de Molle Molle, de 370,000 m³ de capacidad, al norte de la población de El Paso. Los aportes de las cuencas de Viscachas y Putucuni se realizarían mediante la construcción de pequeñas presas para la captación de las aguas de las respectivas cuencas, y la construcción de dos túneles (Putucuni-Viscachas y Viscachas-Embalse de Misicuni), con una longitud total de aproximadamente 17 km. Adicionalmente, el PMM incluye la construcción de una planta de potabilización de agua e infraestructura asociada, e infraestructura para irrigación.

Sin tomar en cuenta las obras de aducción de Viscachas y Putucuni, el PMM permitirá el aprovechamiento, de acuerdo a los resultados del este estudio, de cerca de 2.8 m³/s (incluyendo las descargas de caudal ecológico y entregas de agua a comunidades por compromisos preexistentes), en tanto que con las mencionadas aducciones, se prevé alcanzar una producción de cerca de 5.4 m³/s.

El PMM pretende la utilización de las aguas a ser aprovechadas, para la generación de energía hidroeléctrica en la central que está siendo construida en Molle Molle, al pié de la serranía al Norte de El Paso, aprovechando una caída bruta disponible de 1,000 m y para el suministro de agua potable y agua para riego en el valle central de Cochabamba.

El área de influencia para los fines del presente estudio, abarca la cuenca de aporte del río Misicuni a ser aprovechado, hasta el sitio de presa en el Angosto Sivingani, y el curso del río y laderas adyacentes, hasta más allá de la desembocadura del río Putucuni.

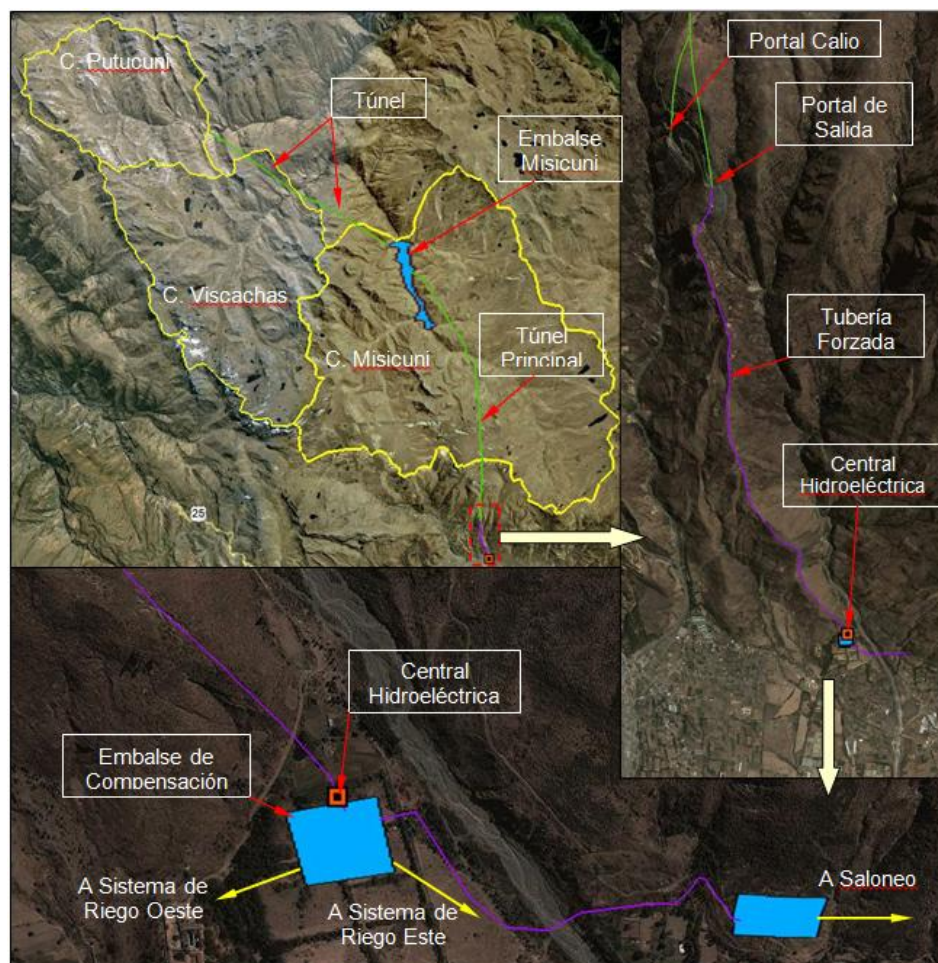


Figura N° 5.1: Localización del PMM y Esquema de Obras

(Fuente: Planes Maestros Metropolitanos – Apéndice 4.6.1 – Fuentes Potenciales, Proyecto Múltiple Misicuni)

5.2 CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS E HIDROLÓGICAS

La cuenca del río Misicuni se halla en la Vertiente norte de la Cordillera del Tunari, sobre formaciones rocosas Ordovícicas en las que predominan los afloramientos de areniscas cuarcíticas,

lutitas y siltitas. Esta cuenca abarca alturas desde los 3660 msnm (donde se emplaza el eje de la presa), hasta un poco más de 5000 m.s.n.m.

El paisaje de la zona está compuesto por laderas moderadamente suaves, con cobertura vegetal de musgos y paja brava, en las partes bajas, hasta laderas empinadas con escasa cobertura vegetal principalmente consistente en paja brava y musgos, en las partes altas.

La superficie total de la cuenca, incluyendo el área de aprovechamiento del sistema Escalerani – La Cumbre de SEMAPA y el de Riego Saytu Khocha – Chankas – San Ignacio, ubicados en la parte Sudeste, cubre un área de 351 km². Considerando que los (sub)sistemas mencionados abarcan un área de drenaje de 45.11 km², el área neta de la cuenca hasta el sitio de presa es de 305.89 km², en tanto que el área hasta el sitio de la toma de Bocatoma es de 250.06 km². En general, en las cuencas las laderas tienen pendientes fuertes mayores a 26%, mientras que en el cauce principal la pendiente media es mayor al 7 %.

El clima en la zona, según la clasificación de Köppen es Polar de Alta Montaña, con Invierno Seco Frío (López, 1999; Montes de Oca). Cabe señalar que no son extrañas las nevadas durante el invierno.

La precipitación media anual varía desde más de 600 mm en el sector de Sivingani, hasta un poco más de 1000 mm, entre las partes baja y alta, con una época de lluvias marcada entre los meses de Diciembre a Marzo, donde precipita más del 75% del total anual. Por su parte, la temperatura promedio anual es del orden de los 8 °C, con valores mínimos que pueden bajar hasta menos de - 10°C en invierno y máximos de más de 25 °C en verano, durante el día.

Los principales tributarios de la cuenca de aporte son los ríos Titiri, Serkheta y Sivingani; el primero tiene sus nacientes en la ladera este del cerro Singro a más de 4700 m.s.n.m., drenando de sur a norte por aproximadamente 15.7 km hasta confluir con el río Serkheta. El río Serkheta nace en la laguna Cuyuntani a más de 5000 m.s.n.m. y drena de sur a noreste por 14 km hasta encontrarse con el río Titiri formando el río Misicuni, en tanto que el Sivingani nace en el cerro Khara Apacheta a unos

4800 msnm y fluye de Este a Oeste, hasta desembocar en el río Misicuni, muy cerca del sitio de presa, aproximadamente en la cota 3700 msnm.

En forma natural, todos estos ríos aportan sus aguas al río Misicuni, y a través de éste, al sistema Misicuni – Cotacajes – Santa Elena – Alto Beni – Beni – Madera – Amazonas.

En el sitio de presa, el río Misicuni tiene un caudal promedio anual de alrededor de 2.8 m³/s, variando entre unos 150 l/s en época de estiaje (meses de agosto a noviembre), y unos 4 a 7 m³/s en época de lluvias (diciembre a marzo).

5.3 CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA Y EMBALSE DE MISICUNI

Las obras que componen la presa del PMM y sus obras anexas, cuya construcción está a cargo de la Empresa Misicuni, tienen las siguientes características:

CUERPO DE LA PRESA	
Tipo	Presa de gravas con cara de concreto tipo CFRD
Volumen de enrocado	3'767,172 m ³
Volumen de Hormigón	38,464 m ³
Volumen de Excavación	1'909,881 m ³
Longitud de la Cresta	489.9 m
Elevación Cresta	3782 msnm
Elevación Borde Superior Parapeto	3783 msnm
Altura sobre el Fondo del Río	110 m
Altura sobre Fundación del Plinto	120 m
Taludes Aguas Arriba y Abajo	1,5H:1V

VERTEDERO	
Tipo	Canal Abierto con Estructura de Control
Elevación Cresta	3774 msnm
Caudal de Diseño	800 m ³ /s
Ancho del Canal de Descarga	Varía de 24 a 18 m (Aguas arriba – Aguas abajo)
Nivel de Solera Salto de Esquí	3618 msnm
DESCARGA DE FONDO	
Cámara de Válvulas	Válvula Mariposa de D = 2 m
Descarga Caudal Ecológico	Válvula Howell Bunger D = 1,5 m (Q = 200 l/s)
TÚNEL DE DESVIACIÓN	
Ubicación	Márgen Izquierda
Sección	Circular
Longitud de Excavación	404.6 m
Diámetro Interno	4,50 m
Pendiente	±1,12 m
Capacidad de Diseño	180 m ³ /s
Galería de Acceso a la Descarga de	
Longitud	236 m
Sección	Herradura
Diámetro Interno	D = 3,70 m (equivalente)
OBRAS ANEXAS	
Bocatoma y Pozo de Compuertas	

Una vez terminada la presa y obras anexas, se creará un Embalse, con las siguientes características:

Nivel Máximo de Operación	3774 msnm
Nivel Mínimo de Operación	3725 msnm
Volumen Embalsado Útil	154 Hm ³
Volumen Total Embalsado	185 Hm ³
Volumen Muerto	32.4 Hm ³

En la Figura N° 5.2 y Figura N° 5.3 se muestran algunos detalles constructivos de la presa.

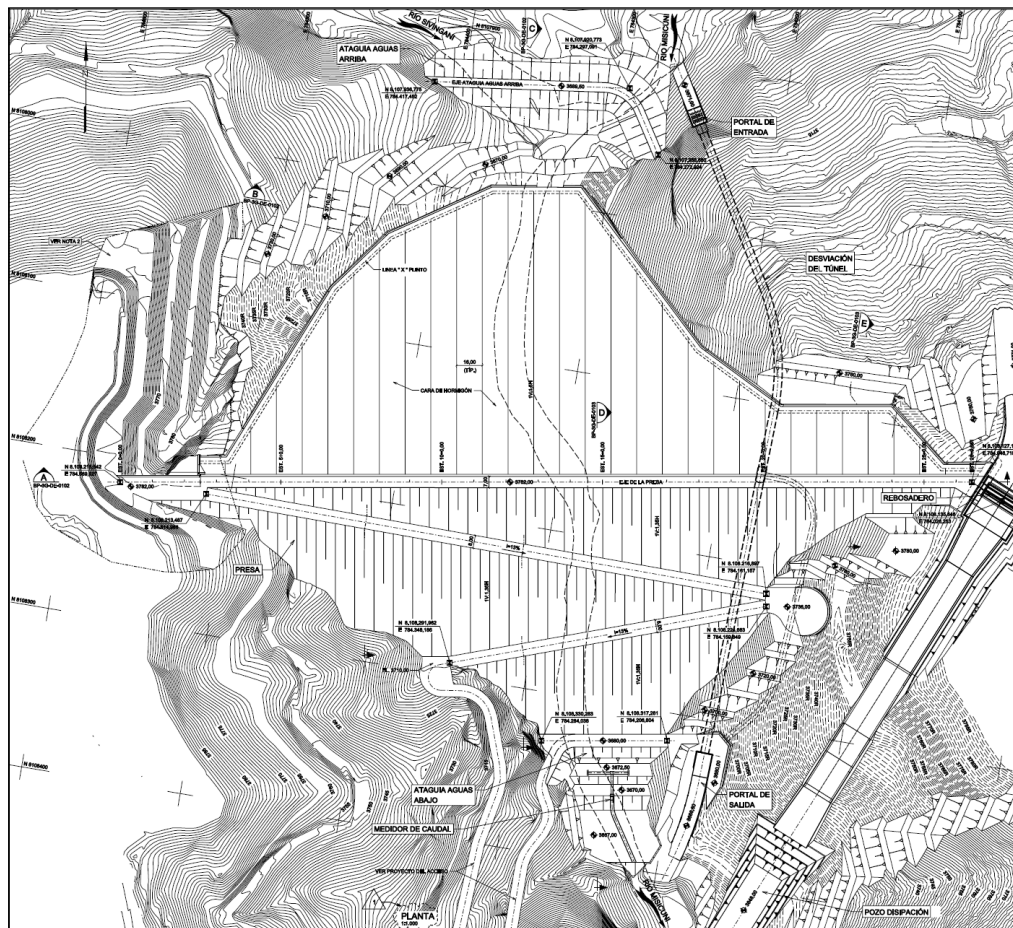


Figura N° 5.2: Emplazamiento Presa del PMM

(Fuente: Memoria Anual 2010 de Empresa Misicuni)

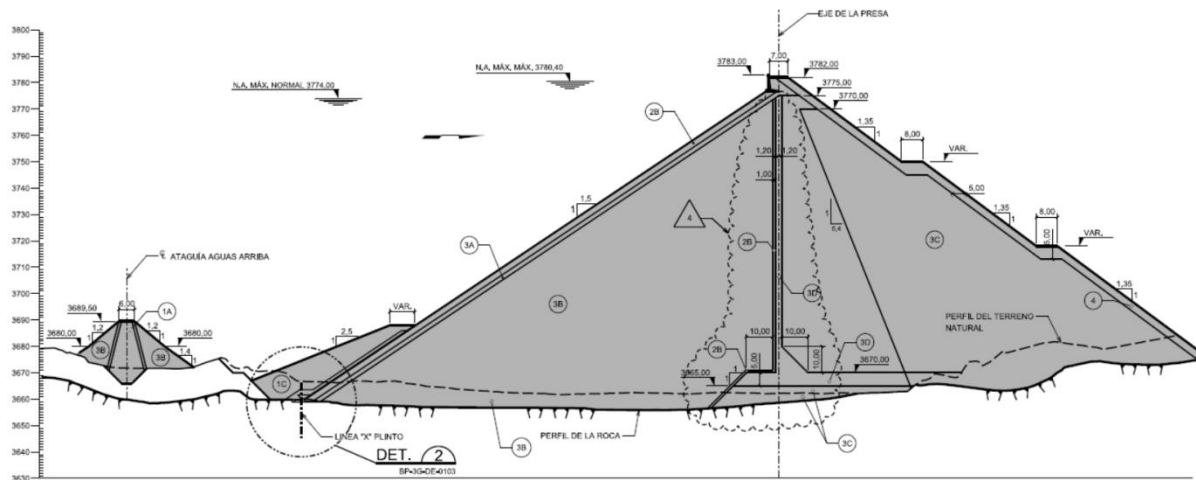


Figura N° 5.3: Sección Típica de la Presa

(Fuente: ENGEVIX-CAEM, 2007. Informe No. 8990/US-3H-MC-0001, “Estudios y Evaluaciones Hidráulicas Generales del Proyecto Múltiple Misicuni”, Tomo I de X del Informe Final:8990/US-10-RL-0003)

El área del embalse es un valle alargado con sección transversal en forma de U achatada. La Tabla N° 5.1 y la Figura N° 5.4 muestran las curvas Altura – Área – Volumen.

Tabla N° 5.1: Embalse Misicuni, Curva Altura – Área - Volumen

h Presa (m)	Elev. (msnm)	Área (10 ⁶ m ²)	Volumen (10 ⁶ m ³)
0	3660	0.00	0.0
40	3700	0.48	6.0
60	3720	1.42	24.7
65	3725	1.66	32.4
70	3730	1.96	41.4
75	3735	2.24	51.9
80	3740	2.52	63.8

h Presa (m)	Elev. (msnm)	Área (10⁶ m²)	Volumen (10⁶ m³)
85	3745	2.79	77.1
90	3750	3.06	91.7
95	3755	3.36	107.8
100	3760	3.66	125.3
105	3765	3.97	144.4
110	3770	4.28	165.0
115	3775	4.58	187.2
120	3780	4.88	210.8

(Fuente: TAMS – INGETEC, 2003)

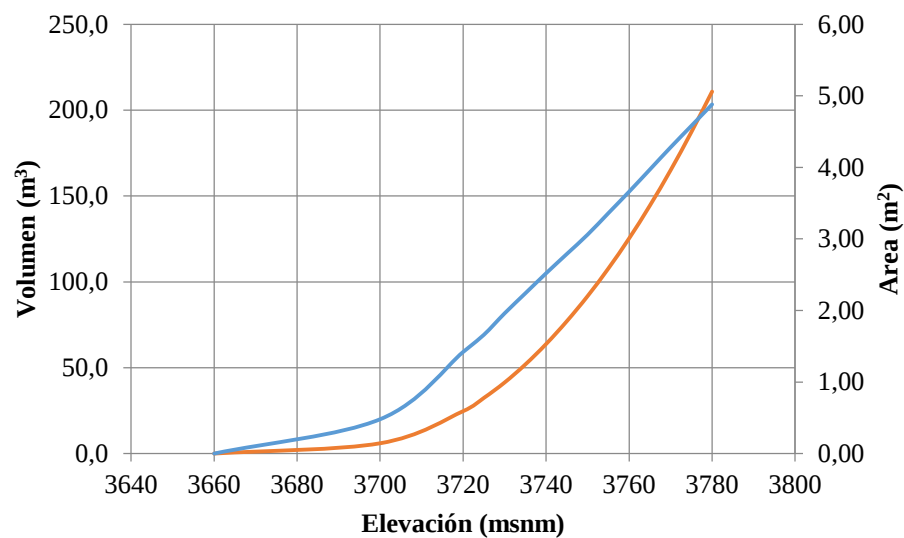


Figura N° 5.4: Curvas Altura - Área - Volumen del Embalse Misicuni
(Fuente: TAMS – INGETEC, 2003)

6 PROCESAMIENTO DE LOS DATOS CLIMATOLÓGICOS

6.1 DATOS DE PRECIPITACIÓN

6.1.1 Preparación de Base de Datos

Como se muestra en la Tabla 4.1, los datos de algunas estaciones fueron proporcionados por la EM, en tanto que otros fueron obtenidos de la base de datos del SENAMH disponible en Internet (www.senamhi.gob.bo). Con ellos, el Consultor ha elaborado una base de datos diarios para el periodo 1967 – 2016, para las estaciones mostradas en la Tabla 4.1, volcando los datos diarios a planillas EXCEL. Esto ha permitido a su vez obtener los resúmenes mensuales correspondientes de cada año con datos completos. El Apéndice 4.1 presenta el resumen mensual de datos de precipitación disponibles.

Los datos a nivel diario han sido digitalizados en planillas estándar. Cada planilla contiene un año completo, con los meses en columnas y cada columna con el número de días respectivo. Así, cada estación ocupa un archivo de EXCEL y cada año una hoja del archivo. También para fines del procesamiento posterior, los datos diarios han sido colocados en una sola columna para todo el periodo de datos disponibles, donde están incluidos en una sola columna por punto de información (fecha, dato), en tanto que los valores mensuales están incluidos en tablas resumen con formato matricial, con los meses en columnas y cada año en una fila.

Los datos faltantes en los periodos con disponibilidad de datos, han sido identificados con el valor -999.

6.1.2 Análisis de consistencia y relleno de datos

En la Figura 4.2 se muestran los periodos con datos disponibles en las diferentes estaciones, en tanto que en la Figura 4.1 se observa la ubicación de los puntos de medición.

Cuando fue necesario y los periodos faltantes eran cortos, con el objeto de disponer de datos simultáneos de lluvia, se han rellenado periodos cortos de datos diarios de lluvia en algunas

estaciones en base a métodos sencillos, como ser relación de proporcionalidad con datos de otras estaciones y la inversa del cuadrado de la distancia.

Para seleccionar y depurar los datos de lluvia diaria, se han realizado controles visuales de las series de datos y análisis de consistencia mediante el método de dobles masas acumuladas y curvas acumuladas de precipitación a nivel mensual. El Apéndice 6.1 muestra las curvas doble masa acumulada (DM) de los datos originales de precipitación a nivel mensual. Para el efecto, se ha tomado inicialmente la estación Aasana – Aeropuerto como estación base, por ser esta la que cuenta con la serie más larga y completa de datos, y porque se conoce que SABSA (antes AASANA), realiza los registros y su manejo de manera sistemática y confiable en todo el país. Con esta estación se ha analizado la consistencia de los datos de la estación Sivingani, ubicada dentro de la cuenca de estudio.

Observando la curva DM, se encuentra una buena correspondencia entre los datos de estas dos estaciones, mostrando la curva quiebres normales para este tipo de datos, por lo que no se ha considerado necesario realizar correcciones a los datos disponibles en Sivingani y se decidió tomar esta última como estación base para el análisis de consistencia de los registros de las demás estaciones.

En base al análisis Doble Masa, se identificaron quiebres notables en las curvas DM Sivingani vs Cuatro Esquinas, Sunjani y Templo. Para corregir estas anomalías, probablemente debidas a errores sistemáticos en el registro, o a probables errores de transcripción o, finalmente de causa desconocida, se han eliminado los datos de los periodos inconsistentes (en varios casos valores demasiado grandes), en algún caso, se han rellenado valores de “0”, cuando la inconsistencia se producía en el periodo seco y no hubo lluvia en ninguna estación circundante.

La consistencia de las series mensuales depuradas fue subsecuentemente controlada mediante el método de Dobles Masa Acumulada (ver Apéndice 6.2).

Una vez realizado el control de consistencia de los datos depurados, se ha visto por conveniente completar las series mensuales de datos de precipitación para el periodo Agosto 1967 – Julio 2016 en las estaciones que se encuentran dentro de la cuenca (Sivingani, Aguadas, Bocatoma, Cuatro Esquinas, Escalerani, La Cumbre, Sunjani y Templo). Sin embargo, para fines del presente estudio, es necesario contar en dichas estaciones con series completas de datos diarios en el periodo indicado.

Inicialmente, en función a la disponibilidad de datos y a la posibilidad de utilizar como apoyo, datos de la estación Aasana – Aeropuerto, se decidió realizar el relleno de datos a nivel mensual, utilizando el paquete HEC-4 desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, 1971). Este paquete, utiliza un modelo de correlación múltiple, con un componente autoregresivo entre el mes actual y el mes anterior. Los resultados preservan las principales características estadísticas de las variables a nivel mensual. Una explicación detallada de la metodología y procesos utilizados por el paquete HEC-4 se encuentra en el manual de este paquete (USACE, 1971).

Esporádicamente, especialmente en aquellas estaciones en las que se tienen periodos largos de datos faltantes, el HEC-4, con el objeto de preservar los parámetros estadísticos de la serie original, tiende a generar valores muy altos en algún mes. En estos casos, el Consultor ha identificado y corregido dichos valores, utilizando para ello los valores de las estaciones circundantes.

Una vez obtenidas series completas de precipitaciones mensuales para todas las estaciones analizadas, se han generado datos diarios buscando para cada estación con datos rellenados, la estación más cercana con datos disponibles sin rellenar y desagregando luego a nivel diario los valores mensuales en función a la variación diaria de los datos de cada mes en el año con datos medidos. Para el efecto, se ha aplicado la siguiente ponderación:

$$P_{\text{Día, Mes } i} = (P_{\text{Mes Rellenado } i} / P_{\text{Mes } i, \text{ Estación Cercana}}) * P_{\text{Día Mes } i, \text{ Estación Cercana}} \dots (6.1)$$

Una vez completado el procesamiento descrito arriba, se han obtenido planillas diarias de precipitación para cada año para cada estación en el periodo indicado (agosto de 1967 a julio de 2016), un archivo EXCEL para cada estación y los datos diarios han sido a su vez colocados en columnas de series continuas para su uso subsecuente. Igualmente, se han elaborado tablas de resúmenes mensuales para cada estación, tomando para cada año el periodo hidrológico Agosto - Julio. Las tablas de datos mensuales rellenos de precipitación se presentan en el Apéndice 6.3.

Obtenidas las series completas de precipitación diaria en las estaciones mencionadas, se ha realizado el análisis de consistencia de los datos a nivel mensual para todo el periodo, mediante el método de las curvas doble masa acumulada, tomando nuevamente la estación Sivingani como base. Las gráficas correspondientes de doble masa acumulada se incluyen en el Apéndice 6.4.

6.1.3 Precipitación promedio anual, mensual y diaria en la cuenca

Para determinar la precipitación promedio de la cuenca del embalse Misicuni a nivel anual, mensual y diario, se han utilizado los datos (rellenos) de las estaciones dentro de la cuenca. En primera instancia, se han estimado las precipitaciones promedio de cada subcuenca, de acuerdo a la división establecida en la Tabla 6.1 y Figura 6.1, en la cual también se muestra la ubicación de las estaciones pluviométricas utilizadas y su ubicación relativa a cada subcuenca.

Los métodos normalmente utilizados para estimar las precipitaciones promedio en una cuenca, son el de los polígonos de Thiessen y el de las isoyetas. El primero (basado en la teoría del vecino más cercano) se utiliza normalmente en áreas relativamente uniformes en cuanto a sus características topográficas y climáticas, donde no existen grandes variaciones espaciales, en este caso en la precipitación, en tanto que el segundo, se aplica cuando se dispone de una red relativamente densa de puntos de medición, o cuando existen claras tendencias de variación de la variable estudiada, en relación por ejemplo con la altitud del terreno.

En el caso de la cuenca (y subcuencas) del embalse Misicuni, se ha optado por realizar la determinación de las precipitaciones promedio utilizando el método de los polígonos de Thiessen, que fue también utilizado en la mayoría de los estudios anteriores realizados para la

cuenca. La Figura 6.1 muestra la división en subcuencas, los polígonos de Thiessen y la ubicación de las estaciones consideradas. Por su parte, la Tabla 6.1 muestra las áreas de cada subcuenca, las áreas de influencia de cada estación dentro de cada una de ellas y los pesos o factores de ponderación de los datos de precipitación correspondientes a cada estación para cada subcuenca.

Tabla N° 6.1: Cuencas e Intercuencas Consideradas, Áreas de Polígonos de Thiessen y Factores de Ponderación

Estacion	Cuenca Embalse		Cuenca Bocatoma		SubCuenca Titiri		SubCuenca Serkheta		SubCuenca Sivingani		InterCuenca Bocatoma	
	Area (km2)	Pesos	Area (km2)	Pesos	Area (km2)	Pesos	Area (km2)	Pesos	Area (km2)	Pesos	Area (km2)	Pesos
Templo	82.53	0.270	82.53	0.330	0.00	0.000	82.53	0.682	0.00	0.000	0.00	0.000
Aguadas	61.93	0.202	53.11	0.212	52.83	0.428	0.00	0.000	8.82	0.158	0.29	0.050
Cuatro Esquinas	55.11	0.180	55.11	0.220	53.03	0.430	2.08	0.017	0.00	0.000	0.00	0.000
Escalerani	0.98	0.003	0.98	0.004	0.98	0.008	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000
La Cumbre	9.65	0.032	9.65	0.039	9.65	0.078	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000
Sunjani	37.46	0.122	37.45	0.150	4.72	0.038	32.73	0.271	0.00	0.000	0.00	0.000
Bocatoma	27.73	0.091	11.23	0.045	2.16	0.018	3.65	0.030	16.50	0.296	5.42	0.950
Sivingani	30.51	0.100	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	30.51	0.547	0.00	0.000
Total	305.89	1.0	250.06	1.0	123.36	1.0	120.99	1.0	55.82	1.0	5.71	1.0

Los resúmenes mensuales de las precipitaciones ponderadas a nivel diario para cada subcuenca se incluyen en el Apéndice 6.5.

6.2 DATOS DE EVAPORACIÓN

Dentro de la cuenca de Misicuni se han tomado datos de evaporación en la estación Sivingani. En esta estación, originalmente ubicada al noreste, cerca del apoyo derecho de la presa de Misicuni, se tomaron registros diarios en Tanque Clase A, durante el periodo 1972 – 1998.

El resumen mensual de los datos se incluye en el Apéndice 4.3. El promedio diario anual de evaporación (Tanque Clase A) asciende a 3.95 mm, que representan unos 1440 mm anuales. Para estimar la evaporación de aguas abiertas, este valor se suele multiplicar por el factor 0.80 (Coeficiente de Batea o Pan Coefficient), lo que reporta un total promedio anual de alrededor de 1152 mm anuales.

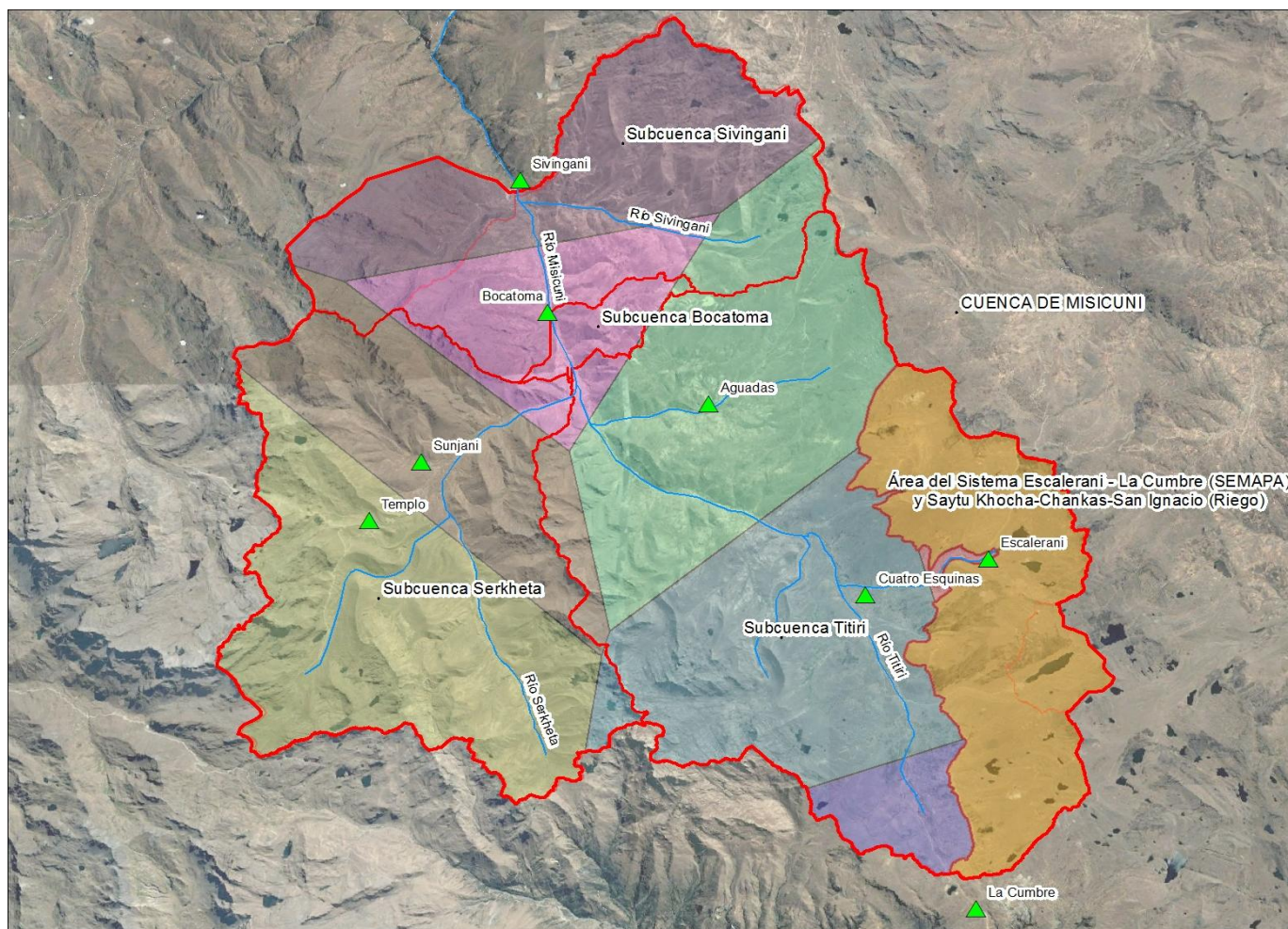


Figura N° 6.1: Subcuencas, Polígonos de Thiessen y Ubicación de Estaciones Pluviométricas

6.3 DATOS DE CAUDALES

6.3.1 Breve Historial de Estudios

Para el monitoreo de caudales de la cuenca del río Misicuni, se cuenta actualmente con seis estaciones pluviométricas y 1 estación de medición de caudales en Bocatoma, cuya ubicación se muestra en la Figura 4.1.

La cuenca del río Misicuni en el sitio de presa (Sivingani), con un área de drenaje natural total de 351 km², está controlada por la estación hidrométrica de Sivingani. Aproximadamente hasta el año 2003, en dicha estación se realizaban aforos, lecturas de escala limnimétricas y (eventualmente) registros de limnigramas.

Por otra parte, en el periodo anterior al diseño final realizado por Elektrowatt el año 1983-1984, se operaban también las estaciones hidrométricas de las cuencas vecinas de los ríos Viscachas y Putucuni. La primera, ubicada unos km aguas abajo del sitio de la obra de toma, registraba los caudales de una cuenca de 197 km², contándose con registros medios diarios para el periodo junio de 1974 a Mayo de 1982, en tanto que la segunda, ubicada en el sitio de la obra de toma Putucuni, que controla una cuenca de 103 km², cuenta con registros medios diarios en el periodo junio de 1977 a mayo de 1982.

En los estudios hidrológicos efectuados para el diseño final del Proyecto **en la década de los 80** (Elektrowatt, 1984), se utilizó como información básica registros hidrométricos disponibles en Sivingani, correspondientes al periodo 1968 – 1982, que dieron como resultado una estimación de caudal medio anual disponible en Sivingani de 4.47 m³/s (el resumen mensual de caudales de este periodo se incluye en el Apéndice 4.2).

La toma de datos hidrométricos en Sivingani fue suspendida a partir del año 1983 y retomada por la Empresa Misicuni el año 1989.

El año 1998, se realizó un estudio de actualización de la hidrología del Proyecto (Montoya, 1998), que utilizó los registros disponibles en Sivingani en los periodos 1968 – 1982 y 1989 –

1998. En dicho estudio se constató una discrepancia importante en los caudales promedio medidos, de $4.47 \text{ m}^3/\text{s}$ en el primer periodo y de apenas $3.05 \text{ m}^3/\text{s}$ en el segundo periodo (el resumen mensual de caudales medidos en el segundo periodo se incluye en el Apéndice 4.2).

La Empresa Misicuni buscó esclarecer las causas de esta discrepancia, encontrando tres posibles causas:

- El impacto del Proyecto Escalerani
- La calibración de la ecuación del molinete de aforos de la Empresa Misicuni
- El ajuste de la curva de calibración de la estación de Sivingani

Una diferencia importante entre los dos periodos es el incremento de la capacidad de almacenamiento del embalse de Escalerani, localizado en la parte superior (Sudeste) de la cuenca del río Titiri (Misicuni), que forma parte del sistema Cuencas Vecinas – Escalerani – La Cumbre, utilizado por SEMAPA para el suministro de agua potable al Cercado. Este proyecto construido en la década de 1940, fue significativamente ampliado en la década de 1980. Por otro lado, se debe también tomar en cuenta que en el mismo sector, aguas arriba del Canal Escalerani – La Cumbre, gradualmente, principalmente desde los años 90, se han ido mejorando y ampliando los sistemas de almacenamiento y captación de aguas de las lagunas Saytu Khocha, Chankas y San Ignacio, que son utilizadas tradicionalmente para fines de riego en el Valle Central de Cochabamba en el sector de Tiquipaya y Apote.

Con base en los registros de operación del embalse de Escalerani suministrados por SEMAPA (ver Apéndice 4.2), se estableció que este sistema le resta a la cuenca de Misicuni un escurrimiento promedio anual de aproximadamente 250 l/s . Eventualmente, se añade un caudal adicional de “perdida” de unos 150 l/s , que es restado al río Misicuni, debido a las captaciones de los sistemas de riego mencionados, que aprovechan un área de cuenca de unos 12 km^2 . Sin embargo, estos caudales ($250 + 150 = 400 \text{ l/s}$) por sí solos, no justifican la diferencia grande encontrada en las series de caudales disponibles en Sivingani entre los dos periodos mencionados.

Para asegurarse de la confiabilidad de los cálculos de caudales aforados en Sivingani, la Empresa Misicuni encargó al Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Mayor de San Simón (LHUMSS), la calibración de la ecuación del molinete utilizado por la empresa para realizar los aforos. Los resultados en campo y laboratorio indicaron que no existían errores en el molinete y que los procedimientos de aforo y cálculo de caudales eran correctos.

Adicionalmente, se analizó como otra posible causa para la diferencia encontrada de caudal entre los dos periodos, el poco ajuste de la curva de calibración para caudales altos de la estación de Sivingani.

Los aforos en esta estación eran frecuentes pero por lo general eran efectuados durante la ocurrencia de bajos caudales, por la dificultad de hacerlos durante eventos de crecidas importantes. Las curvas de calibración, como resultado de las mediciones han sido, por lo general, modificadas cada año. Por otro lado, en el segundo periodo no se registraron de forma continua (mediante limnigramas) los niveles, sino mediante una sola lectura diaria, por lo que resulta factible que no se conozcan los niveles (caudales) pico, ocurridos durante la época de lluvias. Este hecho conduce a pensar que los caudales medios diarios derivados de las lecturas de escala correspondientes al segundo periodo, estarían subestimados, sobre todo en la época de lluvias.

Con base en estos antecedentes, **el año 2003**, TAMS – INGETEC, realizó un ajuste de las estimaciones de caudales en las cuencas del PMM, así como de la producción de agua del PMM, encontrando para el sitio de presa en Sivingani un caudal disponible promedio para el periodo 1968 – 1999, de 4.04 m³/s, 2.46 m³/s en Viscachas y 1.0 m³/s en Putucuni, y un caudal aprovechado (disponible en Molle Molle después de la generación de electricidad), de 3.2 m³/s para la Etapa 1 del PMM (sin las aducciones de Viscachas y Putucuni), de 5.42 m³/s con Viscachas y de 6.08 m³/s con Viscachas y Putucuni.

El año 2006, luego de la construcción de la toma de agua sobre el río Misicuni en el sector de Bocatoma, con un área de drenaje hasta dicho sitio de 295.2 km² (250.06 km² descontando el

área de los sistemas Escalerani – La Cumbre y Saytu Khocha – Chankas – San Ignacio) como parte de las obras del Plan Inmediato, la Empresa Misicuni instaló una estación automática de registro de niveles mediante un sistema de ultrasonido.

Mediante dos trabajos de Proyecto de Grado o Tesis de Licenciatura realizados **el 2007** (Gutiérrez M., 2007, “Calibración y Determinación del Modelo Matemático del Vertedero de Toma del Río Misicuni”) y **el 2010** (López G. N., 2010, “Estudio Hidrológico de la Cuenca del Río Misicuni”), utilizando los registros generados en la estación automática de Bocatoma, se han generado caudales medios diarios para el periodo 2006 – 2009 y, mediante modelación con el paquete HEC-HMS, se han extendido las series de caudales medios diarios al periodo 1967 - 2009. Luego, por relación de áreas, se han generado caudales medios diarios para la estación Sivingani en el sitio de presa, resultando un caudal promedio anual de $3.32 \text{ m}^3/\text{s}$.

Por otro lado, los registros de niveles (caudales) en Bocatoma continúan hasta el presente, por lo que se dispone de datos de caudales en este sitio, en el periodo 2006 – 2016. Aprovechando esta situación y el hecho de que en Bocatoma se tiene una estructura hidráulica fija y de geometría definida, se ha visto por conveniente realizar el estudio de actualización de los caudales disponibles, tanto en Bocatoma, como en Sivingani (Sitio de Presa), que permita contar con una serie única de caudales de ingreso al embalse en el periodo Agosto de 1967 – Julio de 2016.

6.3.2 Procesamiento de Registros Disponibles en Bocatoma

La Empresa Misicuni ha proporcionado al Consultor registros de niveles en Bocatoma, con intervalos de 15 minutos, a partir del 2 de agosto de 2006, hasta el 24 de marzo de 2016.

Una revisión exhaustiva de los registros proporcionados, permitió establecer los siguientes hallazgos principales:

- Existe inconsistencia en las curvas de calibración utilizadas para convertir los niveles en caudales
- Los registros disponibles de niveles no son continuos y presentan frecuentes interrupciones

- En algunos casos, existen saltos de hora y fecha en la serie
- También existen saltos bruscos en los registros de nivel (especialmente de valores bajos a altos), incluso en días sin lluvia
- En algunos casos, los niveles máximos registrados (alrededor de 2.0 m), permanecen por varios días, incluso en periodos sin lluvia.

Para tomar en cuenta dichos hallazgos y corregir las inconsistencias mencionadas, se ha realizado el siguiente procesamiento, con el propósito de conformar una base de datos de caudales medios diarios medidos:

- Determinación de valores promedio diario de niveles
- Relleno de días con ausencia de registros de nivel con el valor -999
- Análisis y corrección de inconsistencias en las curvas de calibración (Altura – Caudal)
- Cálculo de caudales y elaboración de base de datos de caudales medios diarios
- Análisis de consistencia de caudales medios diarios

A continuación se describen brevemente las tareas mencionadas.

Determinación de valores promedio diario de niveles

Se ha preparado una planilla de trabajo de niveles medios diarios, con un formato similar al utilizado para la base de datos de precipitaciones diarias. Luego, para cada día de la serie de registros de niveles (cada 15 minutos), se ha calculado el valor promedio del día (promedio aritmético).

Cuando en un día faltaban algunos datos, igualmente se calculaba el promedio de los datos disponibles.

Cuando se encontraban inconsistencias en los niveles (saltos bruscos y valores poco probables), se controlaban las precipitaciones del día y días anteriores para establecer si tenían sentido dichos saltos, luego se calculaba el nivel promedio. En caso de encontrar que dichos saltos no eran justificables, se eliminaban los datos inconsistentes y se calculaba el promedio con los valores remanentes.

Cuando en un día se tenían pocos registros, incluso uno solo, se calculaba igualmente el promedio con los registros disponibles o se adoptaba el único valor, si se tenía un solo registro.

Relleno de días con ausencia de registros de nivel con el valor -999

En días sin registro, se insertaba un valor -999.

Análisis y corrección de inconsistencias en las curvas de calibración (Altura – Caudal)

De acuerdo al proceso de calibración de las estructuras de la obra de toma y vertedero de Bocatoma, recomendados en el estudio realizado el 2007 (Gutiérrez M., 2007, “Calibración y Determinación del Modelo Matemático del Vertedero de Toma del Río Misicuni”), EM utiliza las siguientes dos ecuaciones para convertir los niveles medidos en caudales:

Para $h \leq 0.20$ m:

$$Q = 35.993 \cdot h^{1.67} \dots\dots(6.1)$$

Donde h es el nivel registrado (en m) y Q el caudal calculado (en m³/s).

En tanto que para $h > 0.20$ m:

$$Q = 60.571 \cdot h^{2.43} \dots\dots(6.2)$$

La Figura 6.2 muestra la graficación de las ecuaciones 6.1 y 6.2, donde se observa que existe un salto de los caudales calculados para valores inmediatamente menores e inmediatamente mayores a 0.2 m, con una diferencia (reducción) de 1.236 m³/s.

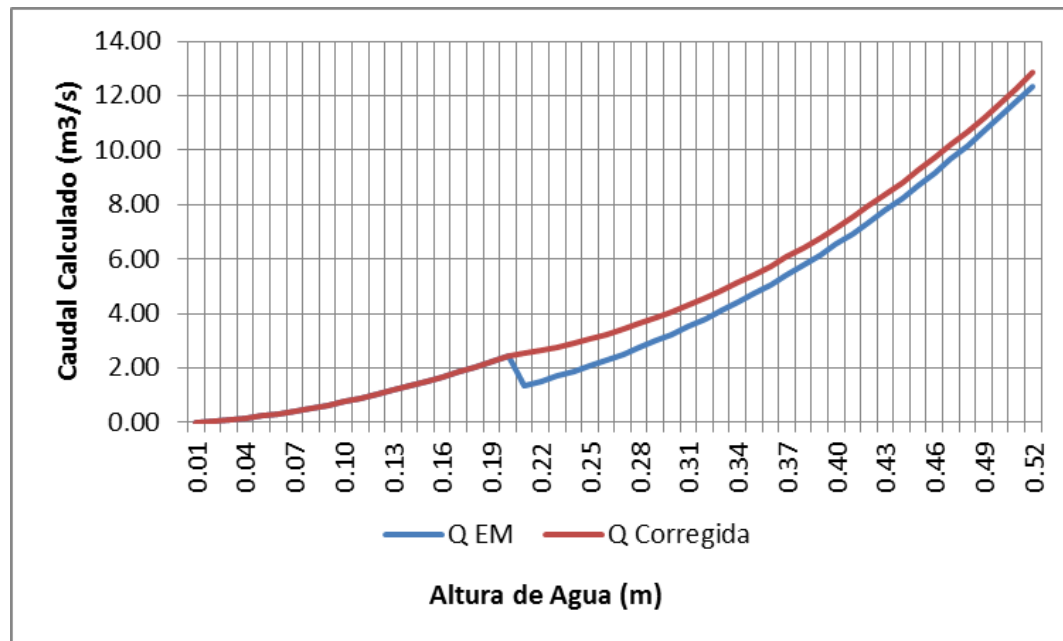


Figura N° 6.2: Curva Altura – Caudal del Vertedero de Bocatoma

Para corregir esta situación y dar continuidad a la curva de descarga, el Consultor ha modificado la ecuación 6.2 de la siguiente manera, cuando el nivel $h > 0.2$ m:

$$Q = 0.2/h * 1.236 + 60.571 * h^{2.43} \dots (6.3)$$

Se aclara que no es parte del alcance de trabajo del Consultor el realizar trabajo de campo y verificaciones de la validez de las ecuaciones descritas arriba. La corrección aplicada (ecuación 6.3) es simplemente un ajuste basado en la lógica.

Cálculo de caudales y elaboración de base de datos de caudales medios diarios

Una vez depurados y calculados los niveles medios diarios, aplicando la ecuación 6.3 se calcularon los caudales medios diarios, estableciendo, al igual que para la base de datos de precipitación, una planilla EXCEL para cada año, con los meses en columnas. Los días con dato faltante se rellenaron con el valor -999. En algunos periodos, especialmente en el estiaje, algunos datos diarios faltantes fueron rellenados mediante interpolación lineal, luego de la constatación

de que no se produjeron lluvias en los días precedentes. De esta manera, se estableció la base de datos diarios originales de caudales medidos, con los que se realizan todos los análisis ulteriores descritos en este informe.

Luego, la base de datos permite obtener los resúmenes mensuales de datos disponibles (ver Apéndice 4.2) y colocar todos los datos en una sola columna, para fines de aplicaciones ulteriores.

Análisis de Consistencia de Caudales Medios Diarios

Se ha realizado el análisis de consistencia de los caudales medios diarios medidos en Bocatoma y en Sivingani en los distintos periodos, comparándolos con las series de precipitaciones diarias determinadas para las cuencas calculadas mediante los polígonos de Thiessen.

En el Apéndice 6.6 se incluyen las curvas Acumuladas y Doble Masa Acumuladas. A partir de dichas curvas, se pueden establecer las siguientes constataciones:

Caudales Medidos en Bocatoma en Periodo 2006 – 2016

Se debe anotar, que para elaborar las curvas acumuladas y DM acumuladas, solamente se comparan los días con registros comunes de precipitación y caudal. En este contexto, observando las gráficas del Apéndice 6.6, se observa que las curvas muestran relativa consistencia entre los caudales y precipitaciones promedio de la cuenca. En algunos casos se observan quiebres repentinos de la curva DM, probablemente debido a que las series no son continuas.

No obstante, para realizar un análisis más detallado, se han identificado periodos separados, que se discuten a continuación.

Caudales Medidos en Bocatoma en Periodo 2006 – 2009

En este periodo, se observa un quiebre importante en la parte final (correspondiente a la época de lluvias 2008-2009), en la que claramente se tienen caudales incluso mayores que las

precipitaciones, lo que muestra que este último periodo no es consistente (quiebre vertical en las curvas acumuladas y recorrido casi horizontal de la curva DM).

Caudales Medidos en Bocatoma en Periodo 2010 – 2013

En este periodo no se detectan inconsistencias aparentes, por lo que preliminarmente se considera como confiable.

6.3.3 Procesamiento de Registros Disponibles en Sivingani

En la estación hidrométrica de Sivingani se dispone de caudales diarios medidos en los periodos de Junio 1968 – Mayo 1982 y Octubre 1989 – Diciembre 1997. Dichos caudales han sido extraídos de los estudios de Elektrowatt (Elektrowatt, 1984) y de la tesis de Licenciatura del Ing. Roberto Montoya (Montoya, 1998).

Para el efecto, los datos han sido introducidos manualmente en planillas EXCEL (ver resumen mensual en el Apéndice 4.2), no existiendo discontinuidades (datos faltantes) en dichos periodos.

Al igual que para los caudales diarios de Bocatoma, se han elaborado curvas Acumuladas y Doble Masa Acumulada de Precipitación – Caudal (ver Apéndice 6.6), cuyos resultados se comentan a continuación.

Caudales Medidos en Sivingani en Periodo 1989 – 1997

Las curvas acumuladas y DM acumuladas permiten identificar un quiebre notable en los registros de caudales, que corresponde a la época de lluvias 1993 – 1994. Este hallazgo será tomado en cuenta para los análisis posteriores.

Caudales Medidos en Sivingani en Periodo 1968 – 1982

Las curvas acumuladas y DM acumuladas de este periodo no muestran inconsistencias aparentes. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, en este periodo los caudales medidos reportan

valores significativamente mayores que los medidos en el periodo 1989 – 1997 y 2006 – 2016, por lo que ameritan un análisis particular más adelante.

7 GENERACIÓN DE SERIE DE CAUDALES NATURALES DE INGRESO AL EMBALSE

7.1 MODELO HEC-HMS

7.1.1 Aspectos Generales

El modelo hidrológico utilizado en este estudio para representar los procesos Precipitación – Esgurrimiento en la cuenca de Misicuni, es el HEC-HMS o Hydrologic Modeling System (HMS) del Hydrologic Engineering Center (HEC) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (United States Corps of Engineers – USACE).

El HEC-HMS Versión 4.2 de Agosto de 2016, disponible para el público en forma gratuita gracias al soporte del Hydrologic Engineering Center del USACE¹, es un modelo diseñado para simular los procesos Precipitación – Esgurrimiento de sistemas de cuencas dendríticas. Está diseñado para ser aplicado en una gama amplia de áreas geográficas y para resolver un amplio espectro de problemas, relacionados al suministro de agua o problemas de inundación de grandes cuencas, o aspectos relativos al drenaje y esgurrimientos de pequeñas áreas urbanas o microcuenas.

En adición a las ya conocidas opciones que ofrece el modelo para la representación y simulación del esgurrimiento ocasionado por eventos de lluvia, el HEC-HMS incluye las siguientes capacidades:

- Modelo de esgurrimiento distribuido, para ser utilizado con datos de precipitación y caudales disponibles en múltiples sitios (precipitación distribuida), como por ejemplo precipitación disponible del radar meteorológico.

¹<http://www.hec.usace.army.mil/>

- Modelo de simulación continua del balance de humedad del suelo, para simular la respuesta de largo plazo de una cuenca al proceso de humidificación y agotamiento.

Adicionalmente, el HEC-HMS incluye un paquete de calibración automático que puede estimar ciertos parámetros y condiciones iniciales, en base a datos disponibles de condiciones hidrometeorológicas iniciales.

Para facilitar la comprensión de los fundamentos teóricos, mecanismos y métodos utilizados por el HEC-HMS, y la aplicación del modelo, se tienen disponibles los siguientes documentos generados por el HEC - USACE:

- Quick Start Guide (USACE, 2016-a.)
- Manual del Usuario (Users Manual) (USACE, 2016-b.)
- Manual de Aplicaciones (Applications Manual) (USACE, 2016-c.)
- Guía de Referencia Técnica (Technical Reference Guide) (USACE, 2002)

Al igual que el modelo HEC – HMS, todos los documentos listados están disponibles en el sitio Web del HEC – USACE. Donde resulte necesario y aplicable, en los siguientes capítulos se hará referencia a estos documentos, que se encuentran incluidos en la lista de bibliografía utilizada, para aclarar conceptos y procedimientos aplicados.

Debido a que actualmente es común disponer de datos espaciales en forma de mapas y precipitación en múltiples puntos, o a través del satélite de radar, USACE ha desarrollado el paquete HEC-GEOHMS, para facilitar la construcción de los modelos (lumped o distribuidos) de las cuencas, y estimar sus parámetros y características, a partir de análisis y manipulación de los mapas y datos espaciales.

El paquete HEC-GEOHMS permite una conexión interactiva con el GIS ArcView, para manipular y procesar datos espaciales, utilizando los mapas temáticos y de precipitación espacial. Como resultado, este paquete permite crear archivos tipo mapa de las cuencas, que representa cuencas tipo lumped, distribuidas en subcuencas, o en celdas (grid files), listas para su utilización en el modelo HEC-HMS. El archivo tipo mapa contiene los alineamientos de los cauces y los

límites de subcuencas. El modelo tipo lumped de subcuencas contiene los elementos hidrológicos y su conectividad para representar el movimiento del agua a través del sistema de drenaje.

7.1.2 Componentes de un Modelo HEC-HMS

Los componentes del Modelo HEC-HMS son utilizados para simular la respuesta hidrológica en una cuenca. Los componentes de un Modelo HEC-HMS incluyen:

- Modelo de Cuenca
- Modelo (o modelos) Meteorológico(s)
- Especificaciones de Control
- Datos de Entrada

Una corrida de simulación del modelo calcula el proceso de respuesta Precipitación-Escurrecimiento en el Modelo de Cuenca, dados los datos de entrada del Modelo Meteorológico. Las Especificaciones de Control permiten definir el periodo de simulación y el intervalo de tiempo (Δt) de la simulación. Los Datos de Entrada tales como datos de series de tiempo (de precipitación/caudal), pares de datos y datos dentro de una cuadrícula o red, son requeridos a menudo como parámetros o condiciones de borde en los Modelos de Cuenca y Meteorológico.

Componente de Modelo de Cuenca

El Modelo de Cuenca permite representar los aspectos físicos de la cuenca. El usuario del HEC-HMS desarrolla un Modelo de Cuenca añadiendo y conectando elementos hidrológicos. Los elementos hidrológicos utilizan representaciones (modelos) matemáticas para describir los procesos físicos de una cuenca. Entre los elementos hidrológicos que permite utilizar el HEC-HMS se tienen las Subcuencas, donde se generan los hidrogramas como resultado del proceso Precipitación-Escurrecimiento, los Tramos de Tránsito o secciones de ríos o canales (Reach), donde se produce la traslación y/o atenuación del hidrograma de entrada, las Juntas (Junction) donde se combinan los caudales convergentes, provenientes de Subcuencas, Tramos de Tránsito u otros elementos hidrológicos.

El modelo HEC-HMS permite incorporar también como elementos hidrológicos, fuentes externas de aporte de agua (Source), Extracciones o sitios de pérdida de caudales, Embalses o Reservorios, y Tomas o Derivaciones de caudal.

Para los Modelos de Cuenca, el HEC-HMS permite la utilización (elección) de diversos modelos matemáticos para determinar las pérdidas de precipitación, transformando el exceso de Precipitación en Esguerrimiento en el punto de salida o control de una cuenca y añadiendo a éste un flujo base.

El esguerrimiento total o Exceso de Precipitación se puede determinar (calcular) por diversos métodos, como Green & Ampt, Número de Curva, Inventario de la Humedad del Suelo (Soil Moisture Accounting o SMA), etc. El flujo o esguerrimiento superficial directo, se puede representar por medio de métodos como el Hidrograma Unitario de Clark, del SCS, Snyder, Onda Cinemática, etc., en tanto que el Flujo Base puede ser representado por modelos como el de Recesión Dependiente (Bounded Recession), Reservorios Lineales, etc.

Para el tránsito de hidrogramas en Tramos de Tránsito, el HEC-HMS permite utilizar los modelos de Onda Cinemática, Pulso Modificado, Muskingum, y otros.

Para simulación continua del proceso Lluvia – Esguerrimiento, el modelo HEC-HMS permite la aplicación del concepto de Inventario de Humedad del Suelo (Soil Moisture Accounting o SMA), que es el método elegido para el presente estudio. Mayores detalles sobre los conceptos y mecanismos utilizados por el método SMA se presentan más adelante.

Componente de Modelo Meteorológico

El Modelo Meteorológico calcula el dato de entrada de precipitación requerido en cada elemento de subcuenca. El modelo meteorológico puede utilizar tanto datos puntuales, como en grilla (o red), y permite también modelar precipitación en forma de hielo o líquida, conjuntamente con la evapotranspiración, esta última es utilizada para la simulación continua del proceso Lluvia – Esguerrimiento.

En el Modelo Meteorológico se pueden introducir datos de varias estaciones, especificando su ubicación y asignando pesos o factores de ponderación a cada estación. Mediante estos pesos, se puede establecer la precipitación de área en cada subcuenca.

Para fines de simulación continua, el modelo HEC-HMS permite diferentes opciones para el cálculo de la evapotranspiración. El utilizado en este estudio consiste en la ponderación de la evaporación promedio mensual de aguas abiertas, medida en Sivingani, de acuerdo a lo descrito en el Capítulo 5.

7.1.3 Base Teórica del Modelo de Balance de Humedad del Suelo

Proceso de Escurrimiento

Para contextualizar los conceptos en los que se basa el modelo SMA, es importante primero describir algunos conceptos básicos del proceso de escurrimiento.

Cuando se produce precipitación, una parte es captada por la vegetación, palizadas, etc. A esta parte se denomina intercepción.

El agua interceptada evapora o alcanza el suelo por efecto del viento. La parte de la precipitación que alcanza el suelo se denomina precipitación de suelo (efectiva).

Si la intensidad de precipitación es moderada (dimensión l.t^{-1} , p.e. mm/hora) la precipitación efectiva puede penetrar por completo en el subsuelo. Este proceso se denomina infiltración. La cantidad de agua que infiltra (p.e. en mm) así como la intensidad con que esto ocurre (p.e. en mm/hora) se denominan infiltración.

Una vez infiltrada, el agua ha penetrado a la zona no saturada del suelo o humedad del suelo. El contenido de humedad del suelo (expresado en porcentaje del volumen del suelo) tiene un límite superior; cualquier cantidad por encima de este límite desciende hasta la zona saturada es decir el agua subterránea. En la zona no saturada los poros contienen agua y aire; en la zona saturada solamente agua.

Se dice que el suelo en la zona no saturada se encuentra en su capacidad de campo, cuando contiene la máxima cantidad de agua que puede ser retenida por los granos del suelo contra la acción de la fuerza de gravedad. La penetración de agua hasta el nivel freático (hasta el espejo de agua) se llama percolación. Como consecuencia de la percolación sube el espejo de agua (nivel freático) y se incrementa el escurrimiento subterráneo.

El potencial o capacidad de infiltración (p.e. en mm/hora) depende de las características y estado del suelo. Si la intensidad de precipitación excede la capacidad de infiltración, se forma una película de agua sobre la superficie del terreno, la que luego corre sobre la superficie como escurrimiento superficial (en inglés: Surface runoff).

Este escurrimiento superficial se encuentra en pequeñas corrientes a través de canaletas y riachuelos hacia los ríos, por lo menos en la medida en que el agua no se quede estancada en depresiones del terreno (huecos, charcos, etc.) desde donde puede infiltrar o evaporar.

Como parte del escurrimiento superficial generalmente se acepta implícitamente el flujo a través de la capa superficial suelta del suelo o flujo subsuperficial (en inglés: subsurface storm flow o interflow) cuyo comportamiento es muy similar al del flujo superficial.

El escurrimiento superficial se produce mucho más rápido que el flujo subterráneo. Sin embargo, un análisis más detallado, permite dividir también el aporte del flujo subterráneo al caudal de los ríos en un componente de reacción lenta y en otro de reacción relativamente más rápida. Si el nivel freático baja y simultáneamente cada vez más arroyos y riachuelos se secan, entonces primero dejan de aportar los componentes de reacción rápida y luego los de reacción lenta del flujo subterráneo. El componente de reacción lenta se denomina flujo base. Lo anterior permite deducir que es muy difícil, sino imposible, establecer una separación entre el flujo superficial y el aporte del flujo subterráneo al caudal de los ríos.

En zonas montañosas, durante la ocurrencia de crecidas (storm flow), predomina el flujo superficial. En zonas planas en cambio, el flujo de crecida de los ríos es una combinación del escurrimiento superficial y del aporte del componente rápido del escurrimiento subterráneo.

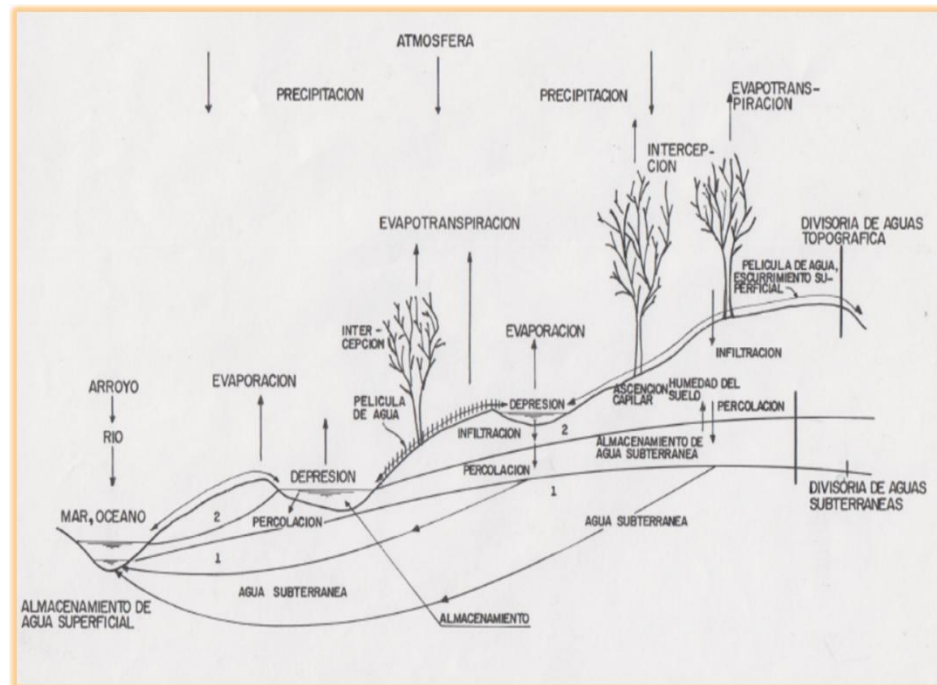


Figura N° 7.1: Ciclo Hidrológico Natural de la Superficie de la Tierra

La Fig. 7.1 muestra en forma realista un corte que ilustra lo planteado líneas arriba, lo propio se representa en forma esquemática en la Fig. 7.2. Dicha figura contiene además los lagos. En este esquema, la forma de encerrar la variable (rectángulo o elipse), indica dónde se produce transporte (p.e. escurrimiento, infiltración, evaporación, etc.) y, dónde se presenta una forma de almacenamiento (p.e. humedad del suelo, agua subterránea, cambio de nivel del agua en un lago, etc.). Ambos elementos son esenciales en las relaciones Precipitación - Caudal (escurrimiento).

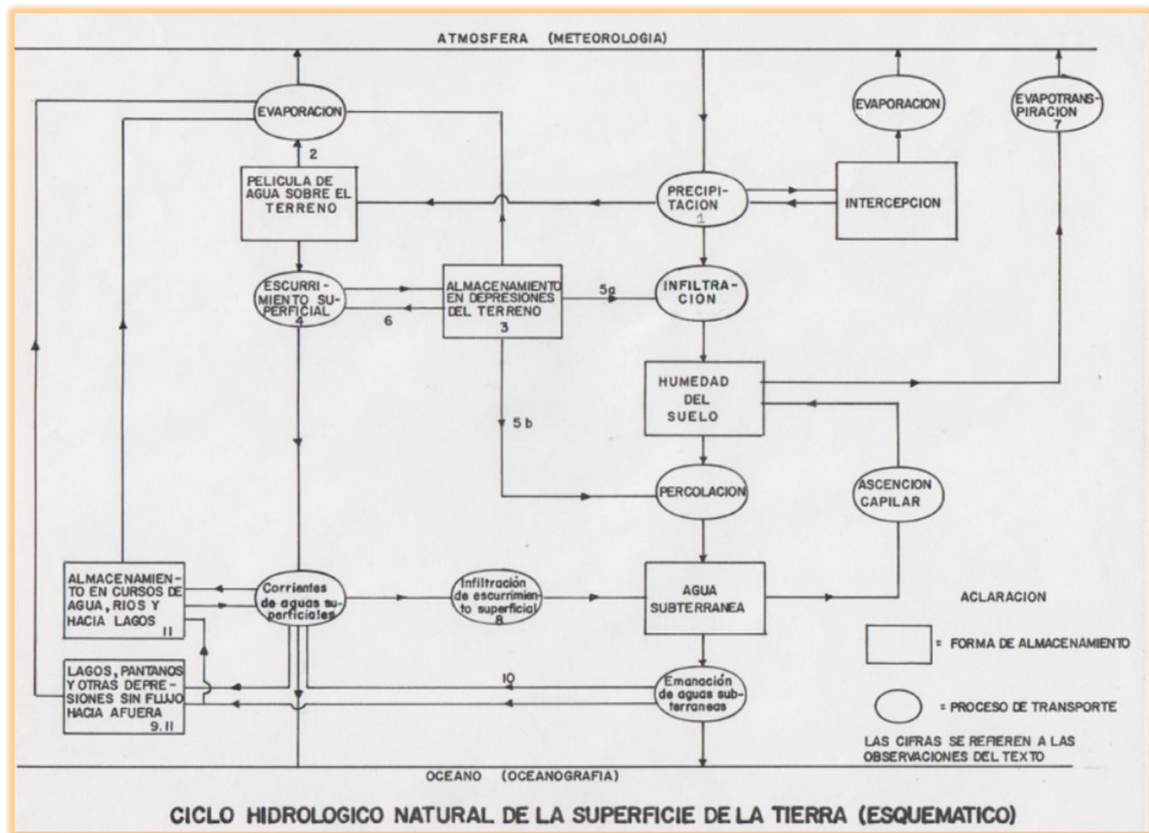


Figura N° 7.2: Ciclo Hidrológico Natural de la Superficie de la Tierra (Esquemático)

Aclaraciones a los números del esquema de la Fig. 7.2, que representa el Ciclo Hidrológico natural de la superficie del terreno.

1. Precipitación se interpreta en forma simplificada como sólo lluvia, en caso de nevada, se debería incorporar una forma de almacenamiento.
2. La evaporación de esta película de agua es pequeña debido a la corta duración de la lluvia y a la elevada humedad del ambiente (aire).
3. Depresiones del terreno, microrelieve, irregularidades del terreno, huecos, charcos, surcos, etc.
4. Incluyendo el llamado “subsurface stormflow”, es decir el flujo por la capa superficial suelta.

- 5^a. Infiltración, en caso que el nivel freático (espejo de agua) se encuentre por debajo de la depresión.
- 5^b. Percolación, en caso de que el nivel freático, como consecuencia de la infiltración, haya subido hasta el nivel de la depresión del terreno.
6. Si las depresiones se llenan, rebalsan.
7. Evapotranspiración = evaporación + transpiración por las plantas.
8. Por ejemplo wadis (en el desierto) y ríos en zonas kársticas.
9. Por ejemplo el mar Caspio, mar Muerto, en Bolivia el Salar de Uyuni (en cierto modo también el Lago Poopó).
10. El componente de reacción lenta del componente de flujo subterráneo del caudal total de los ríos, se denomina flujo base.
11. Obviamente que estas aguas superficiales también reciben aporte directo del agua de lluvia (precipitación).

Esquematización del Modelo SMA del HEC-HMS

Un modelo tipo *evento* simula el comportamiento de un sistema hidrológico durante un evento de precipitación, y para este fin, requiere especificaciones de todas las condiciones al comienzo del evento. La alternativa es un modelo continuo, que simula tanto el comportamiento en condiciones húmedas y secas. El modelo de Inventario de la Humedad del Suelo (Soil Moisture Accounting o SMA) del HEC-HMS hace eso.

Para cada elemento del modelo de una cuenca (subcuenca o celda de simulación), el HEC-HMS realiza un balance, de acuerdo al esquema mostrado en la Figura 7.3 y específicamente para el método SMA en la Figura 7.4. La ocurrencia de flujo superficial se determina controlando secuencialmente la disponibilidad de agua o estado de cada capa o estrato de simulación, de tal manera que la parte de la lluvia que finalmente se convierte en escurrimiento (o caudal de flujo) superficial, resulta de la aplicación secuencial de dicho balance.

Para el caso del modelo SMA elegido, el HEC-HMS considera las siguientes capas de almacenamiento:

- Vegetación (Canopy en inglés)
- Superficie del Terreno (o depresiones: Surface en inglés)
- Suelo (Soil)
- Primer Estrato Acuífero (Groundwater Layer 1)
- Segundo Estrato Acuífero (Groundwater Layer 2)

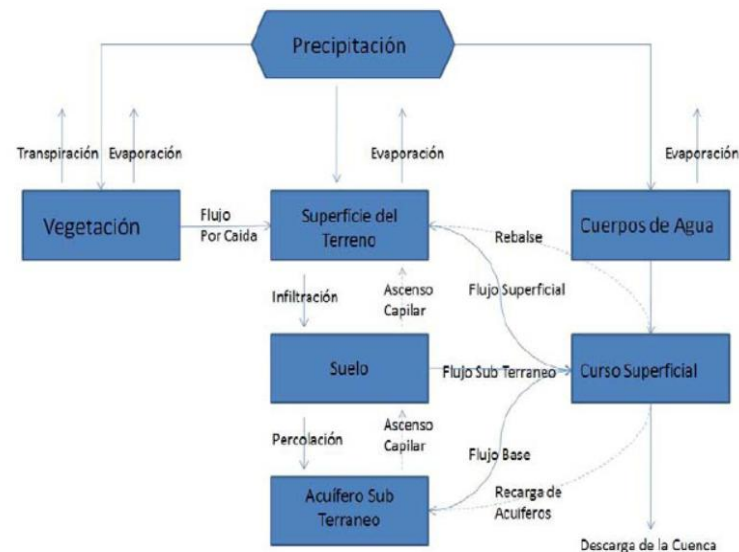
A cada estrato o capa, ingresa y sale agua, quedando una parte almacenada en función a su capacidad y características. El agua de lluvia que cae, es primero interceptada por la masa vegetal, en tanto que la que alcanza la superficie del terreno, puede infiltrar, quedarse almacenada en las depresiones de la superficie o escurrir como flujo superficial. Por su parte, una parte del agua que infiltra hacia el suelo, se almacena en él, en tanto que otra parte se infiltra (percola) hacia capas más profundas (estratos acuíferos 1 y 2). En este proceso, pueden haber interacciones entre capas, a través de los procesos de evaporación/evapotranspiración, ascenso capilar, infiltración, percolación, etc.

Una parte de la lluvia puede escurrir directamente sobre la superficie, cuando se tienen áreas impermeables, donde no se produce infiltración, esto suele suceder en áreas pobladas (por techos, calles asfaltadas y otras superficies impermeabilizadas), y excepcionalmente, por superficies de roca impermeable. Como parte de los datos, el modelo HEC-HMS incluye el parámetro de Porcentaje de Área Impermeable (Percentage of Impervious Area, %, expresado como porcentaje del área de la cuenca).

Los fundamentos teóricos y ecuaciones que representan este proceso, son explicados en la documentación de soporte del paquete HEC-HMS listados arriba, en especial en la Guía de Referencia Técnica (USACE, 2002). Toda la documentación y los paquetes computacionales se pueden obtener libremente de la página Web del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos².

A continuación se realizan algunas consideraciones sobre cada una de ellas:

²<http://www.hec.usace.army.mil/>



Fuente: Elaboración Propia basado en HEC-HMS Manual de Usuario.

Figura N° 7.3: Esquema Conceptual del Proceso de Simulación del Escurrimiento, utilizado por el Modelo HEC- HMS

En cuanto a los procesos de almacenamiento:

Intercepción (Interception o Canopy Storage)

La lluvia que precipita en forma de gotas (o a veces en forma de granizo, nieve o neblina), antes de alcanzar la superficie del suelo es interceptada por la vegetación. La capacidad de intercepción (volumen de almacenamiento en la masa vegetal (canopy)), depende del tipo y densidad de la cobertura vegetal de una cuenca o elemento de cuenca, incluso del tamaño de las hojas, también depende de la intensidad de la lluvia. El agua interceptada es luego utilizada por las hojas en el proceso denominado evapotranspiración de las plantas y se considera como pérdida por evaporación, de acuerdo a la tasa diaria de evaporación (o evapotranspiración) introducida como

dato al modelo. En el HEC-HMS, la capacidad de intercepción se expresa en mm y la condición inicial (o grado de saturación inicial de dicha capacidad) se expresa como un porcentaje (Canopy Storage Capacity y Canopy Initial Storage). Ambos valores deben ser estimados (o calibrados) en el modelo.

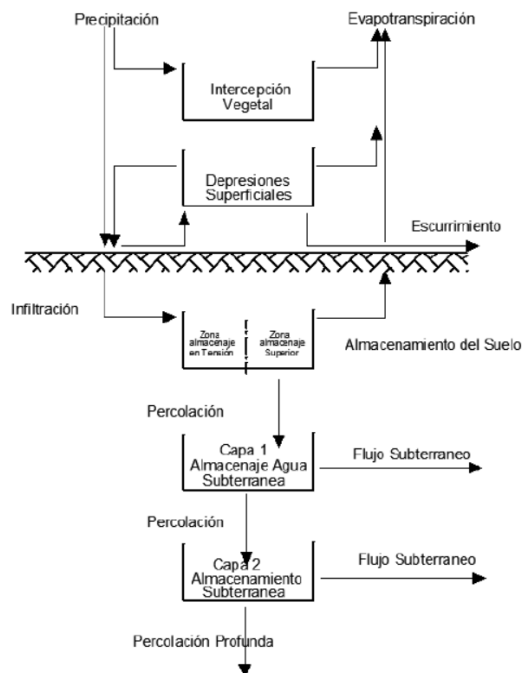


Figura N° 7.4: Esquema Conceptual del Método SMA del HEC-HMS

Almacenamiento en Depresiones del Terreno (Surface Storage)

Una vez saturada la capacidad de intercepción (almacenamiento en la masa vegetal), si continua la lluvia, una parte del exceso de lluvia caerá (o pasará) a la siguiente capa (en el modelo del HEC-HMS a las depresiones del terreno, que pueden ser los cuerpos de agua o depresiones en la superficie, con capacidad de almacenar agua de manera temporal o permanente), en tanto que la

otra parte caerá directamente sobre el suelo (superficie del terreno), desde donde puede infiltrar hacia la capa superior del suelo, evaporar, o escurrir como flujo superficial.

Al igual que con la vegetación, en el HEC-HMS, la capacidad de almacenamiento en depresiones se expresa en mm y la condición inicial (o grado de saturación inicial de dicha capacidad) se expresa como un porcentaje. Ambos valores deben ser estimados (o calibrados) en el modelo (Surface Storage Capacity y Surface Initial Storage).

El agua almacenada en depresiones sobre la superficie del terreno aporta al flujo superficial, en cuanto la lámina de lluvia remanente excede la capacidad de almacenamiento en depresiones, el agua almacenada se considera como pérdida por evaporación, en función a la tasa de evaporación diaria introducida al modelo como dato. Esto implica que, en el siguiente intervalo de simulación, se lleva un inventario del estado del almacenamiento en depresiones.

Almacenamiento en la capa superior del Suelo (Soil Storage)

El almacenamiento del suelo representa el agua almacenada en la primera capa del suelo, es decir en la capa superior. El flujo entrante es la infiltración de la superficie. El flujo saliente incluye la percolación a la capa de agua subterránea y la pérdida por Evapotranspiración (ET). La zona de la capa superior del suelo está dividida en dos regiones, la *zona superior* y la *zona de tensión*. La zona superior está definida como la porción de suelo que pierde agua en la ET y/o percolación.

La zona de tensión está definida como el área que pierde agua únicamente debido a la ET. La zona superior representa el agua retenida en los poros del suelo. La zona de tensión representa el agua adherida a las partículas de suelo. La ET ocurre primeramente desde la zona superior y después de la zona de tensión.

En el modelo HEC-HMS los parámetros (sujetos a calibración) que intervienen en este proceso son:

- Capacidad de Almacenamiento del Suelo (Soil Storage Capacity, en mm)

- Capacidad de Almacenamiento en la Zona de Tensión (Tension Storage Capacity, en mm)
- Almacenamiento Inicial del Suelo (Soil Initial Storage, en %)

Almacenamiento de Aguas Subterráneas (Groundwater Storage)

Las capas de aguas subterráneas en el SMA representan un proceso de inter flujo horizontal. El modelo SMA puede incluir ya sea una o dos de dichas capas. El agua percola hasta la capa de almacenamiento de agua subterránea desde la capa superior del suelo. La tasa de percolación está en función de una tasa máxima definida por el usuario, al igual que el almacenamiento en las capas entre las cuales fluye el agua. Las pérdidas en capas de agua subterránea se dan debido al flujo subterráneo o a la percolación entre dos capas subterráneas.

En el modelo SMA del HEC-HMS, los parámetros sujetos a calibración son:

- Capacidad de Almacenamiento en la Capa 1 del Acuífero (Groundwater Layer 1 Storage Capacity, en mm)
- Capacidad de Almacenamiento en la Capa 2 del Acuífero (Groundwater Layer2 Storage Capacity, en mm)
- Almacenamiento Inicial en la Capa 1 del Acuífero (Groundwater Layer 1 Initial Storage, en %)
- Almacenamiento Inicial en la Capa 2 del Acuífero (Groundwater Layer 2 Initial Storage, en %)

En cuanto a los procesos de flujo o transferencia de Humedad:

El flujo de transferencia de humedad puede tener la forma de:

- Precipitación
- Evaporación/Evapotranspiración
- Infiltración
- Percolación
- Escurrimiento superficial y flujo subterráneo

La precipitación es una entrada al sistema de almacenamiento. La precipitación primeramente contribuye al almacenamiento de la intercepción de la vegetación. Si la vegetación se satura, el exceso está disponible para infiltrar.

La infiltración es el agua que penetra en la capa superior del suelo desde la superficie del terreno. El agua disponible para infiltración durante un tiempo, proviene de la precipitación que atraviesa la intercepción de la vegetación, en adición al agua que ya se encuentra sobre la superficie del terreno. El volumen infiltrado durante un intervalo de tiempo está en función al volumen disponible para infiltrar, la tasa o capacidad de la capa superior del suelo y la tasa máxima de infiltración.

La percolación es el movimiento del agua hacia abajo desde la capa superior del suelo, a través de las capas de agua subterráneas y hacia un acuífero profundo. En el modelo SMA la tasa de percolación entre la capa superior del suelo y una capa de agua subterránea o entre dos capas de agua subterránea depende del volumen de la fuente y de las capas receptoras. La tasa es más grande cuando la capa fuente está prácticamente llena y la capa receptora prácticamente vacía.

El escurrimiento superficial es el agua que excede la tasa de infiltración y desborda el almacenamiento de la superficie. Este volumen de agua es escurrimiento directo. Por su parte, el flujo subterráneo es la suma de los volúmenes del flujo de aguas subterráneas de cada capa subterránea al finalizar el intervalo de tiempo considerado.

La Evapotranspiración (ET) es la pérdida de agua a partir de la retención de la vegetación, depresiones superficiales y almacenamiento en la capa superficial del suelo. En el modelo SMA del HEC-HMS, la potencial ET es calculada de la demanda actual de las lecturas de profundidades de evaporación, se multiplica por coeficientes de corrección mensual y se lo lleva a la escala del tiempo (estos coeficientes fluctúan entre 0.6 y 0.9 aproximadamente).

El volumen de ET potencial es satisfecho primeramente por la intercepción de la vegetación, luego de la intercepción de la superficie y finalmente de la capa superficial del suelo. Con

relación a la capa superficial del suelo, primero se cumple con la zona superior, luego con la zona de tensión. Si la ET potencial no está completamente satisfecha de un almacenamiento en el intervalo de tiempo, el volumen de ET potencial insatisfecha es llenado con los siguientes almacenamientos disponibles.

Cuando la ET es a partir del almacenaje por intercepción, almacenaje de la superficie o de la zona superior de la capa superior del suelo, la ET actual es equivalente a la ET potencial.

Además del flujo superficial, los parámetros de flujo del HEC-HMS sujetos de calibración son:

- Capacidad máxima de Infiltración (Maximum Infiltration Rate en mm/hr)
- Tasa de Percolación del Suelo(hacia el acuífero) (Soil Percolation Rate, en mm/hr)
- Tasa de Percolación del Acuífero 1 (Groundwater Layer 1 Percolation Rate en mm/hr)
- Coeficiente de recesión del Acuífero 1 (Groundwater Layer 1 Coefficient (recession), en hr)
- Tasa de Percolación del Acuífero 2 (Groundwater Layer 2 Percolation Rate en mm/hr)
- Coeficiente de recesión del Acuífero 2 (Groundwater Layer 2 Coefficient (recession), en hr)

En el caso de los acuíferos, la salida de agua se produce normalmente de manera lenta y se denomina proceso de recesión.

En todo proceso de escurrimiento, una parte del flujo constituye flujo base, proveniente del agotamiento de las reservas de aguas subterráneas. Para este componente, se ha utilizado el concepto de Reservoirio Lineal (1 o más reservorios lineales), que permiten aplicar el concepto de agotamiento gradual, en forma exponencial. Cuando están llenos, el agotamiento es más rápido y a medida que se van vaciando, los caudales de agotamiento disminuyen de manera exponencial.

En el HEC-HMS (modelo SMA), los parámetros a calibrar incluyen:

- Flujo Inicial de GW 1 (GW 1 Initial flow, en m^3/s)
- Coeficiente de Recesión de GW 1 (GW 1 recession coefficient, en hr)
- No. de Reservorios Lineales GW1 (GW Number of Linear Reservoirs)
- Flujo Inicial de GW 2 (GW 2 Initial flow, en m^3/s)
- Coeficiente de Recesión de GW 2 (GW 2 recession coefficient, en hr)

- No. de Reservorios Lineales GW 2 (GW 2 Number of Linear Reservoirs)

Finalmente, se tiene el componente de flujo superficial, cuyos parámetros a calibrar dependen del concepto de transformación utilizado (tipo de Hidrograma Unitario) de la lluvia diaria remanente que escurre directamente sobre la superficie del terreno (lluvia en exceso). La Figura 7.5 muestra esquemáticamente el concepto del componente de flujo superficial, el cual se superpone al flujo base.

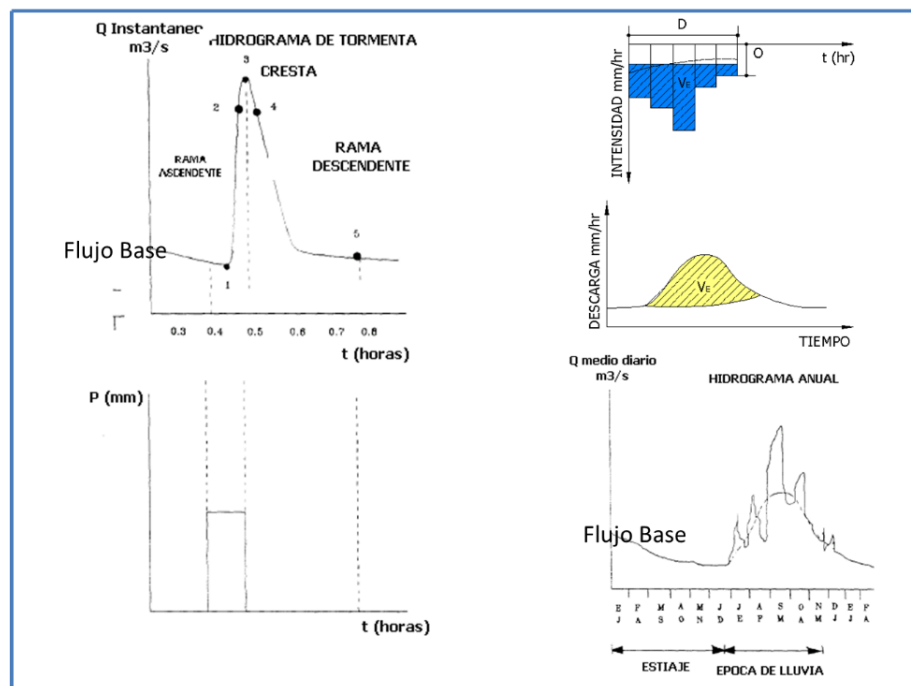


Figura N° 7.5: Componente de Flujo Superficial

En el esquema superior derecho de la figura, se observa que el exceso de precipitación (VE), ocasiona una reacción directa (caudal) sobre la superficie con un mismo volumen de escurrimiento (VE), pero con una distribución distinta, debido a que el proceso de escurrimiento está influenciado por una serie de aspectos físicos, como la gravedad, la fricción (rugosidad) del

terreno y la inercia. Luego, el componente de flujo superficial directo, se superpone al componente de flujo base, para hallar el flujo superficial total de un curso de agua o río.

Existen diferentes metodologías y conceptos para aproximar el componente de flujo superficial directo, que se puede representar por medio de métodos como el Hidrograma Unitario de Clark, del SCS, Snyder, Onda Cinemática, etc., cuyo tratamiento teórico va más allá del objetivo de este informe³. Sin embargo, se ha encontrado que el modelo de simulación continua a nivel diario, por el tamaño (pequeño) de las cuencas, en general no es sensible a los valores adoptados para los parámetros de éste componente del escurrimiento.

En este informe, se ha utilizado el concepto del Hidrograma Unitario de Clark, en el cual los parámetros a calibrar son el Tempo de Concentración (Time of Concentration, en hr) y el Coeficiente de Almacenamiento del Hidrograma (Storage Coefficient, también en hr).

7.2 ELABORACIÓN DEL MODELO HEC-HMS DE LA CUENCA MISICUNI

7.2.1 Topología

El río Misicuni hasta el sitio de presa, cuenta con tres afluentes principales que son los ríos Titiri, Serkheta y Sivingani. Los dos primeros confluyen unos 2 km aguas arriba del sitio de implantación de la obra de toma de Bocatoma, en tanto que el tercero desemboca en el río Misicuni por el flanco derecho, justo aguas arriba del sitio de presa.

En base a esta configuración natural y al hecho de que se cuenta con dos puntos de control de caudales (Bocatoma y Angosto de Sivingani (o Sitio de Presa)), se ha decidido elaborar un modelo con cuatro subcuencas y dos tramos de tránsito de caudales, correspondientes a los tramos de río entre la confluencia Titiri – Serkheta y Bocatoma, y entre Bocatoma y el sitio de Presa.

³ Existe una amplia bibliografía que describe los conceptos básicos del ciclo hidrológico y la representación matemática de los parámetros y procesos descritos. Un buen ejemplo, se puede encontrar en Chow, Maydment y Mays, 1988 (ver Referencias Bibliográficas).

Las áreas de las subcuencas se muestran en la Tabla 6.1, en tanto que el esquema adoptado para el modelo HEC-HMS de la cuenca se muestra en la Figura 7.6.

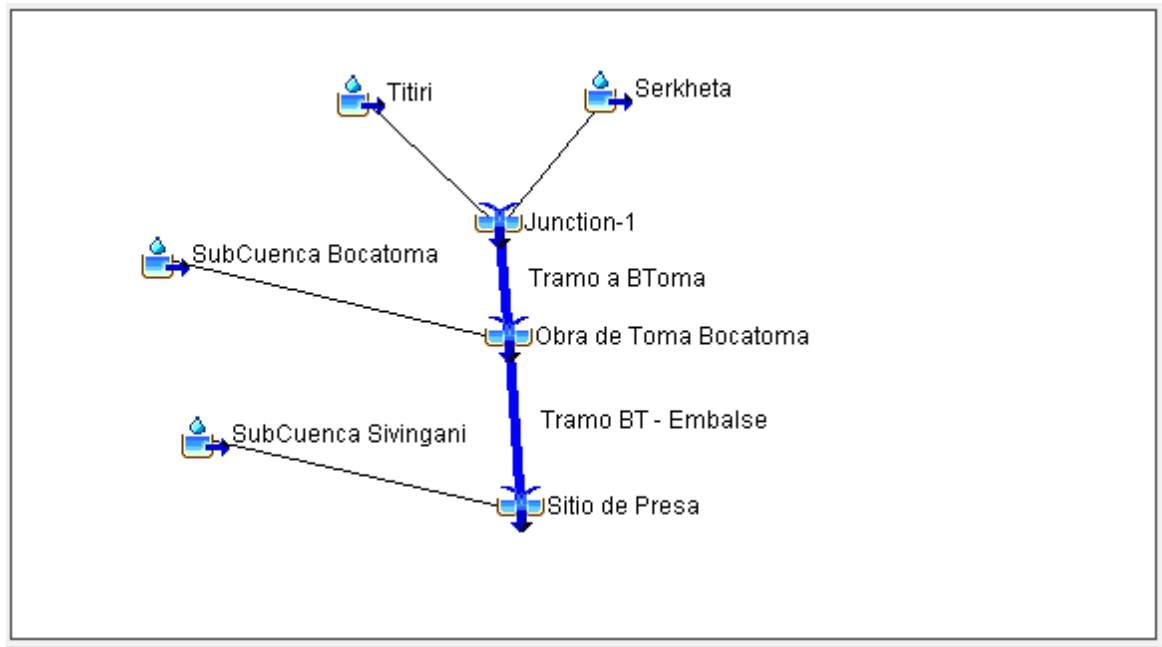


Figura N° 7.6: Esquema del Modelo HEC-HMS de la Cuenca Misicuni

En el esquema de la Figura 7.6 se observa que los ríos Titiri y Serkheta confluyen en el punto Junction 1. Luego existe un tramo de recorrido de río (Tramo a BToma, de 2.1 km de longitud) hasta la Obra de Toma Bocatoma, donde aporta además la SubCuenca Bocatoma.

A partir de la Obra de Toma Bocatoma, se tiene un tramo de río (Tramo BT – Embalse, de 4.1 km de longitud), hasta el Sitio de Presa, donde aporta (o confluye) también la Sub Cuenca Sivingani.

7.2.2 Datos Básicos de Entrada

Los datos básicos de entrada (que no están sujetos a calibración), son las superficies de subcuencas (incluidas en la Tabla 6.1), las distancias de los tramos indicadas arriba y los datos de

precipitación diaria de las estaciones dentro de la cuenca. Además, se han incluido como estaciones virtuales, las series ponderadas de precipitación diaria calculadas para cada subcuenca.

Por otro lado, se ha introducido al modelo (módulo meteorológico) la evaporación medida promedio mensual en Sivingani, la cual, a falta de registros diarios, afectada por un factor mensual (usualmente entre 0.6 y 0.9), representa las pérdidas por evapotranspiración.

Más adelante, se discuten los valores utilizados para el resto de los parámetros durante el proceso de calibración y validación.

7.3 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO HEC-HMS PARA LA CUENCA MISICUNI

7.3.1 Procedimiento de Calibración y Validación

El proceso de calibración consiste en establecer los valores de los parámetros del modelo SMA del HEC-HMS, descritos anteriormente, de tal manera que los caudales de salida (valores pronosticados o simulados) reflejen o reproduzcan de la mejor manera posible, los caudales medidos en la estación hidrométrica de Bocatoma, en el periodo de registros disponibles elegido para fines de calibración.

Para este fin, todas las simulaciones del modelo se han realizado a nivel diario, para los periodos mencionados anteriormente. La primera corrida se ha realizado a partir de una estimación inicial de parámetros en base a la experiencia del Consultor.

Luego de cada corrida, se han ido ajustando los parámetros individuales del modelo, y controlando la variación de los parámetros de ajuste o bondad de calibración en el periodo considerado (comparación de valores observados y pronosticados). Para el efecto, se ha utilizado una planilla de control de calibración desarrollada en la Universidad de Bruselas – Bélgica, que controla los siguientes parámetros de ajuste entre los datos de caudal medidos y simulados:

- Mean Absolute Error (MAE o Error Medio Absoluto)
- Desviación Estándar (STD)

- Root Mean Squared Error (RMSE o Raíz Cuadrada del Cuadrado de las Diferencias)
- Efficiency (EF o Eficiencia)
- Coeficiente de Determinación (CD)
- Coeficiente de Correlación (R^2 o CC^2)

Las ecuaciones que describen los parámetros de ajuste son las siguientes:

Lista de Símbolos	
CD	Coeficiente de Determinación
CC	Coeficiente de Correlación
EF	Eficiencia
n	Número total de valores o elementos o par de valores considerados en la comparación
O_i	el i-avo valor Observado en el proceso de optimización
$\bar{O}$	Promedio de valores observados
P_i	i-avo valor simulado o predicho por el modelo
$\bar{P}$	Promedio de valores simulados o predichos
MAE	Mean Absolute Error (Error Medio Absoluto)
MSE	Mean Square Error (Error Medio Cuadrado)
R^2	Linear Goodness of fit (Bondad de Ajuste Lineal)
res_i	residual (residuo)
$\overline{res}$	average of the residuals (promedio de residuos)
$RMSE$	Root Mean Squared Error (Raíz de Error Medio Cuadrado)
STD	Standard Deviation (Desviación Estandar)
$-$	$-\infty$
$+$	$+\infty$
σ_o^2	the variance of the observed data (Varianza de datos observados)

R² (Linear Goodness of Fit – Bondad de Ajuste Lineal)

R² se conoce también como CC² y r² (Coeficiente de Determinación). R² refleja el grado de relación lineal entre 2 series de tiempo condensando información sobre la covarianza de dos series de tiempo y el producto de su desviación estándar. Más aún, R² tiende a reflejar la proporción de la varianza total de los valores observados que puede ser explicada por el modelo.

$$R^2 = CC^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{O})(P_i - \bar{P})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{O})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2}}$$

EF (Efficiency - Eficiencia)

EF (también conocida como R²) es la relación entre el error medio cuadrado (MSE) y la varianza de los datos observados (σ_o^2). El límite óptimo de RMSE es cero, y varía entre 0 y $+\infty$. Importante limitación de EF es su sensibilidad a valores extremos de caudal.

$$EF = 1.0 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{O})^2} = 1.0 - \frac{MSE}{\sigma_o^2} = 1.0 - \frac{RMSE^2}{\sigma_o^2}$$

CD (Coefficient of Determination – Coeficiente de Determinación)

El denominador $\sigma_{P\bar{O}}^2$ es una medida de la dispersión de los valores predichos alrededor de $\bar{O}$. Por otro lado, su numerador refleja la dispersión de los valores observados alrededor de $\bar{O}$. El CD es entonces una medida de la proporción de la varianza total de los valores observados que es explicada por los valores predichos. Se debe usar este índice con precaución, debido a que los hidrólogos también suelen denominar el indicador de bondad de ajuste lineal R^2 como 'Coeficiente de Determinación'. Su valor óptimo es 1, y varía entre 0 (sobreestimación de valores simulados) y $+\infty$ (subestimación de valores simulados). La siguiente ecuación muestra que CD es directamente proporcional a MSE e inversamente proporcional a EF.

$$CD = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2}{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{O})^2} = \frac{\sigma_O^2}{\sigma_{P\bar{O}}^2} = \frac{MSE}{\sigma_{P\bar{O}}^2 (1.0 - EF)} \sigma_{P\bar{O}}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2}{n}$$

STD (Standard Deviation – Desviación Estándar)

STD es una medida de la dinámica de los residuos.

$$STD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (res_i - \overline{res})^2}{n-1}}, \overline{res} = \frac{\sum_{i=1}^n res_i}{n}, res_i = O_i - P_i$$

MAE (Mean Absolute Error – Error Medio Absoluto)

MAE (también conocido como ABSERR) mide la desviación (bias) de los residuos. Su valor óptimo es cero, y varía entre 0 y $+\infty$.

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^n |O_i - P_i|}{n}$$

RMSE (Root Mean Squared Error – Raíz de Error Medio Cuadrado)

RMSE se conoce también como RMS, SD (Standard Deviation – Desviación Estándar) y DRMS (Daily Root Mean Squared Error – Raíz de Error Medio Cuadrado Diario). Es una medida de la dispersión global de los residuos respecto de su valor medio. El límite óptimo de RMSE es cero, y varía entre 0 y $+\infty$.

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{n}}$$

En el siguiente cuadro (Tabla 7.1) se muestra el rango de valores de dichos parámetros y el valor óptimo, referido a una correspondencia perfecta entre valores Observados y Simulados (Pronosticados). Es claro que dicha correspondencia perfecta es una situación ideal que, prácticamente nunca es alcanzada, menos aún, cuando se trabaja con variables hidrológicas que poseen una alta variabilidad espacial y temporal y, tienen un componente aleatorio muy importante.

Tabla N° 7.1: Rango de Valores de los Parámetros de Ajuste (Calibración) Considerados

Parámetro	Mínimo	Máximo	Optimo
MAE	0	+	0
STD	0	+	0
RMSE	0	+	0
EF	--	1	1
CD	0	+	1
R² o CC²	0	1	1

Como parte del proceso de calibración, además, para cada corrida, se han graficado los caudales medidos versus los calculados (ajuste visual lineal), además de los valores acumulados de ambas series, logrando de esta manera un ajuste visual que resulta de gran ayuda en el proceso.

7.3.2 Resultados

En base al análisis de consistencia de los datos diarios de caudales del periodo 2006 – 2016 registrados en Bocatoma, descrito en el capítulo anterior, inicialmente se seleccionó para fines de calibración, el periodo **Agosto 2006 – Agosto 2009**. Sin embargo, después de las primeras corridas del modelo (HEC-HMS), se encontró que debido a los valores grandes de los caudales

en el periodo de lluvias 2008 – 2009 (que se identificó como inconsistente), no se lograba un buen ajuste de los parámetros de calibración, por lo que se desechó este periodo.

Subsecuentemente, se utilizó el periodo **Agosto 2010 – Agosto 2013** para fines de calibración, lográndose después de varias corridas un proceso de convergencia y ajuste satisfactorio de parámetros, como se muestra en las figuras del Apéndice 7.1.

Con los parámetros ajustados para dicho periodo, se realizaron corridas de control de ajuste (validación), comparando los datos simulados, con los registros de caudales de los periodos 1989 – 1997 (en Sivingani) y Agosto 2006 – Julio 2008 (en Bocatoma).

También se realizaron corridas de control tomando el periodo integrado de caudales en Bocatoma entre **Agosto 2006 – Agosto 2013**, excluyendo los periodos inconsistentes (entre ellos la época de lluvias 2008 – 2009). En dichas corridas, se variaron algunos parámetros, con el objeto de identificar el mejor ajuste, basado en los parámetros de calibración mostrados en la tabla del Apéndice 7.1 para este periodo.

Como se observa, en la tabla del apéndice, se variaron ligeramente algunos parámetros, además del coeficiente de reducción de la evaporación (ET) para el cálculo de la evapotranspiración mensual (el valor de arriba de ET en la tabla se utiliza para los meses de la época de lluvias – diciembre a marzo-). Finalmente, se considera la Corrida 5 como la que mejor ajuste muestra a la serie de caudales de Bocatoma, tomando en cuenta los parámetros estadísticos de control de ajuste, como el ajuste visual (gráficas de caudales lineales, curvas acumuladas y curva de duración de caudales), y el hecho de que los parámetros de esta corrida concilian de manera razonable, tanto las características de la serie de datos medidos en Bocatoma, como los medidos en Sivingani en el periodo 1989 - 1997.

8 ANÁLISIS CRÍTICO DE RESULTADOS Y SELECCIÓN DE SERIE REPRESENTATIVA DE CAUDALES DE INGRESO AL EMBALSE

Con base en los resultados del proceso de calibración y ajuste descrito en el capítulo anterior, en este capítulo 8 se realiza el análisis de calidad y consistencia de las series de caudales resultantes de la mejor calibración y ajuste logrados con el modelo HEC-HMS (Corrida 5), comparándolas con las diferentes series de caudales medidos en el Angosto de Sivingani, utilizando para el efecto herramientas como las Dobles Masas Acumuladas y Curvas de Duración. Como resultado de esta comparación y con el propósito de rescatar en la medida de lo posible los registros históricos disponibles, se ha establecido una serie única “híbrida” de caudales medios diarios de ingreso al embalse, que será utilizada en lo sucesivo para los correspondientes análisis de la operación del mismo.

A los efectos de este proceso de análisis de calidad y consistencia, se realizaron los siguientes controles:

- Caudales Simulados vs Caudales Medidos en Bocatoma en Periodo de Medición
- Caudales Simulados vs Caudales Medidos en el periodo 1989 – 1997
- Caudales Simulados vs Medidos en periodo 1968 – 1982
- Caudales Simulados vs Serie “Híbrida” elegida periodo 1967 – 2016

A partir de dichos controles, se pueden realizar los siguientes comentarios:

Caudales Simulados vs Caudales Medidos en Bocatoma en Periodo de Medición

En relación a este primer, este es precisamente el resultado del proceso de calibración, cuyos controles de doble masa acumulada, curvas acumuladas y curvas de duración se muestran y fueron discutidas al final del Apéndice 7.1.

Caudales Simulados vs Medidos en periodo 1989 – 1997

La comparación entre los Caudales Simulados y Caudales Medidos en el periodo 1989 – 1997 se muestra en las Figuras 8.1 a 8.4 a continuación.

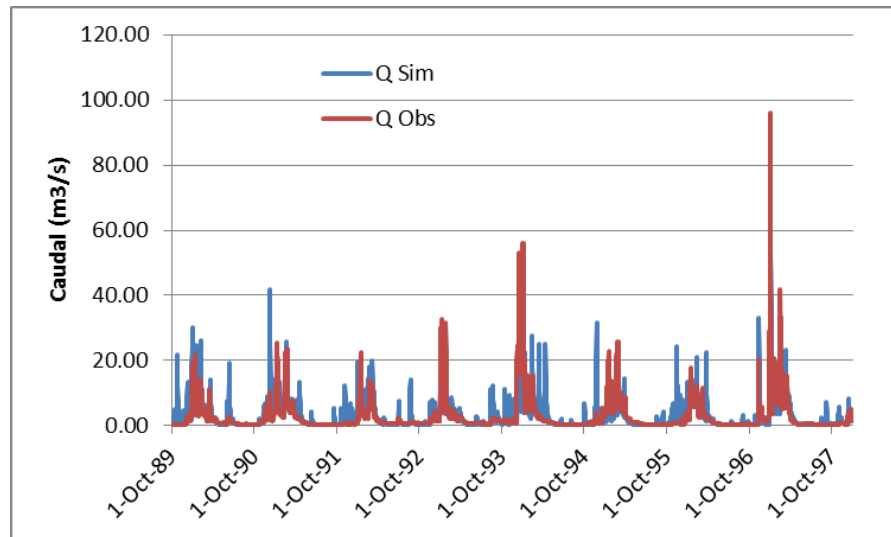


Figura N° 8.1: Periodo 1989 – 1997. Caudales Simulados vs Medidos en Sivingani

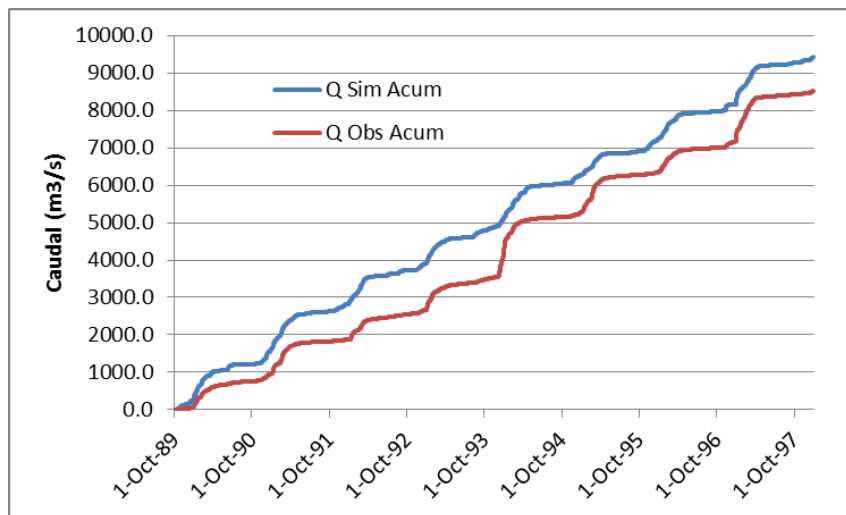


Figura N° 8.2: Periodo 1989 – 1997. Curvas Acumuladas de Caudales Simulados y Medidos en Sivingani

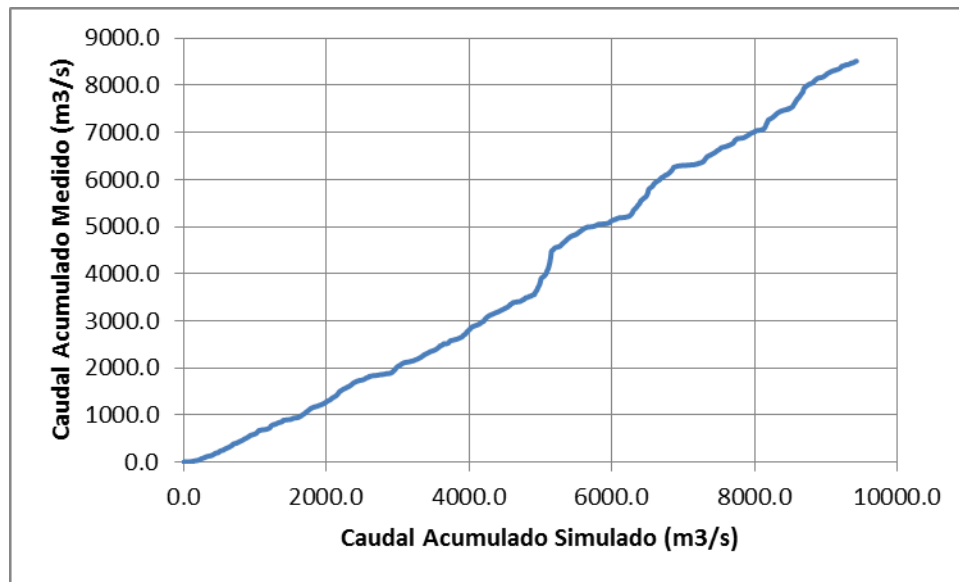


Figura N° 8.3: Periodo 1989 – 1997. Curva Doble Masa Acumulada de Caudales Simulados y Medidos en Sivingani

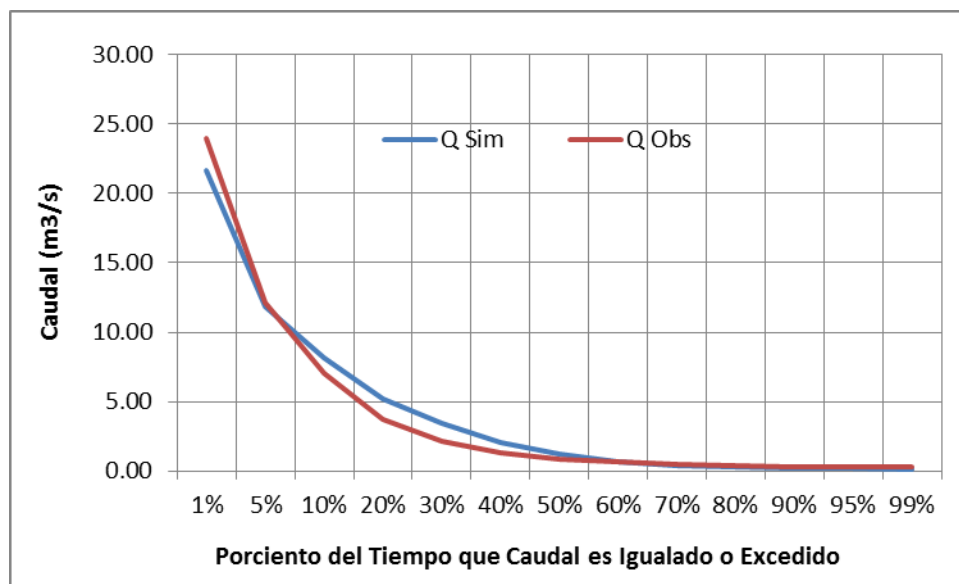


Figura N° 8.4: Periodo 1989 – 1997. Curvas de Duración de Caudales Simulados y Medidos en Sivingani

En las figuras se puede observar que:

- Los caudales simulados son consistentemente mayores que los observados, a pesar del salto en los caudales observados en la mitad del periodo.
- El caudal promedio del periodo de los caudales medios diarios simulados alcanza los 3.13 m³/s, en tanto que el de los observados es 2.82 m³/s
- A pesar de dicho salto, la tendencia lineal de ambas series es consistente.
- En las curvas de duración (Figura 8.4) se observa una correspondencia razonable. Se puede ver sin embargo, que los caudales de rango medio de la serie simulada son en general mayores que los observados, en tanto que lo contrario ocurre con los caudales de rango alto.

No obstante, se considera que la serie observada podría sustituir en el periodo analizado a la serie simulada.

Caudales Simulados vs Medidos en periodo 1968 – 1982

La comparación entre las series simulada y observada en este periodo, muestra claramente que los caudales observados son considerablemente mayores que los simulados. El promedio de los caudales medios diarios del periodo es de 4.41 m³/s para la serie observada y de 2.50 m³/s para la simulada, lo que reporta un factor de 0.56575 entre ambas (simulada vs observada). Por este motivo, se ha introducido una tercera “Serie Reducida”, multiplicando los caudales observados por dicho factor.

Luego, se muestran los resultados de las comparaciones en las Figuras 8.5 a 8.8, en base a las cuales se pueden comentar los siguientes aspectos:

- Excepto por la parte inicial del periodo, la reducción de los caudales observados, genera una Serie Reducida que se compara de manera bastante consistente con los caudales simulados.
- A pesar de la diferencia al inicio del periodo, la tendencia lineal de las series simulada y reducida es consistente.
- En las curvas de duración (Figura 8.8) se observa una correspondencia bastante buena en los caudales bajos y medios, aunque se puede ver que los caudales de rango medio de la serie simulada son en general un poco mayores que los observados, en tanto que lo contrario ocurre con los caudales de rango alto, donde se observa que los caudales observados son bastante mayores que los simulados.

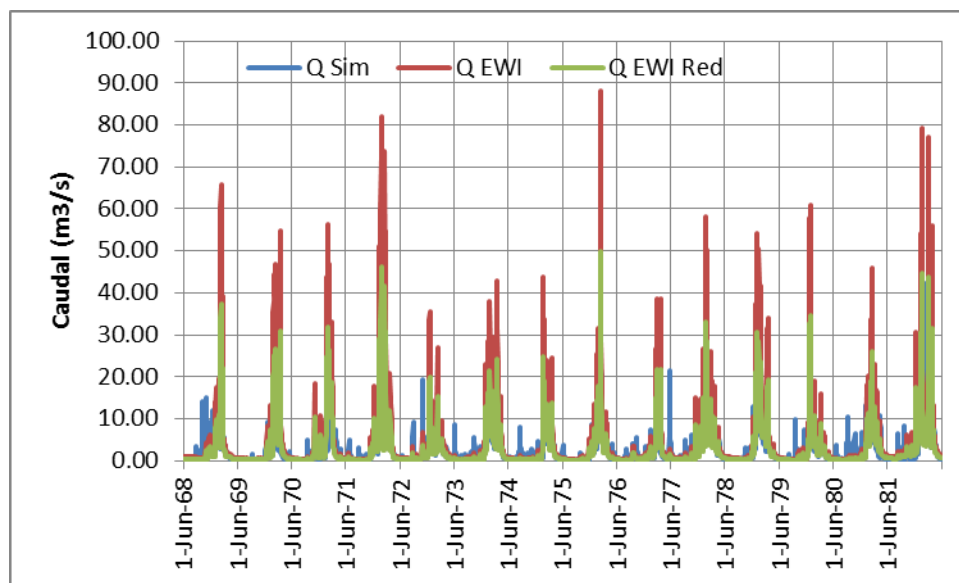


Figura N° 8.5: Periodo 1968 – 1982. Caudales Simulados, Medidos y Medidos Reducidos en Sivingani

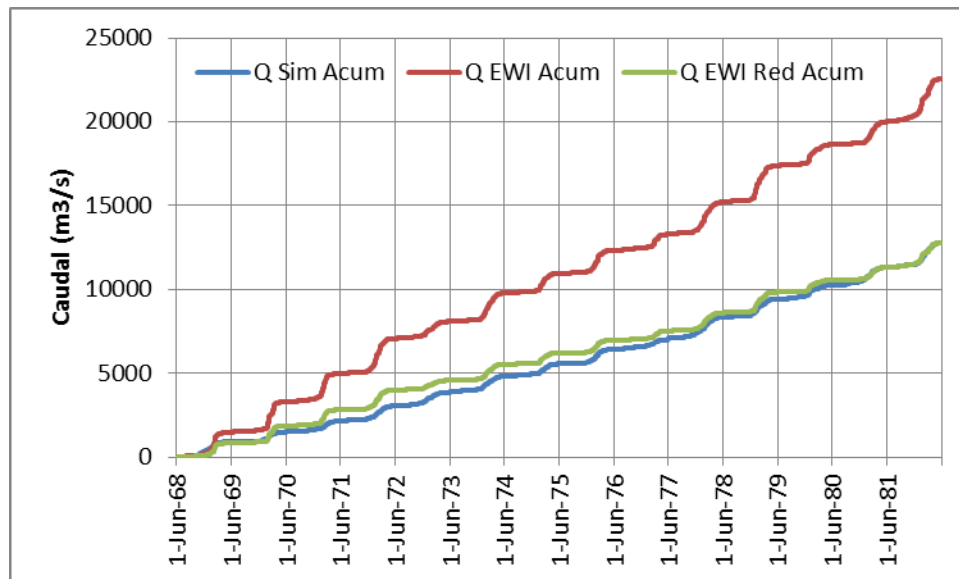


Figura N° 8.6: Periodo 1989 – 1997. Curvas Acumuladas de Caudales Simulados, Medidos y Medidos Reducidos en Sivingani

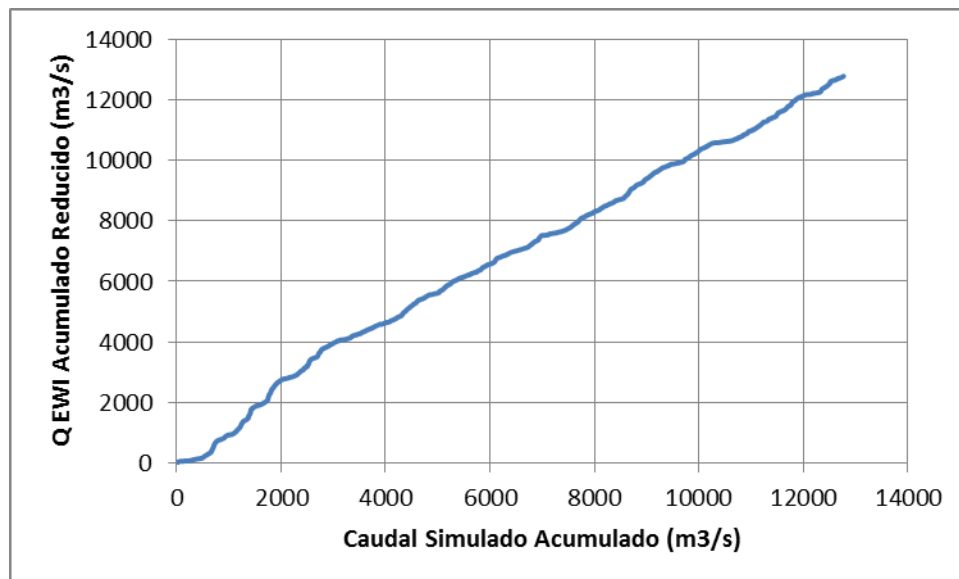


Figura N° 8.7: Periodo 1989 – 1997. Curva Doble Masa Acumulada de Caudales Simulados y Medidos Reducidos en Sivingani

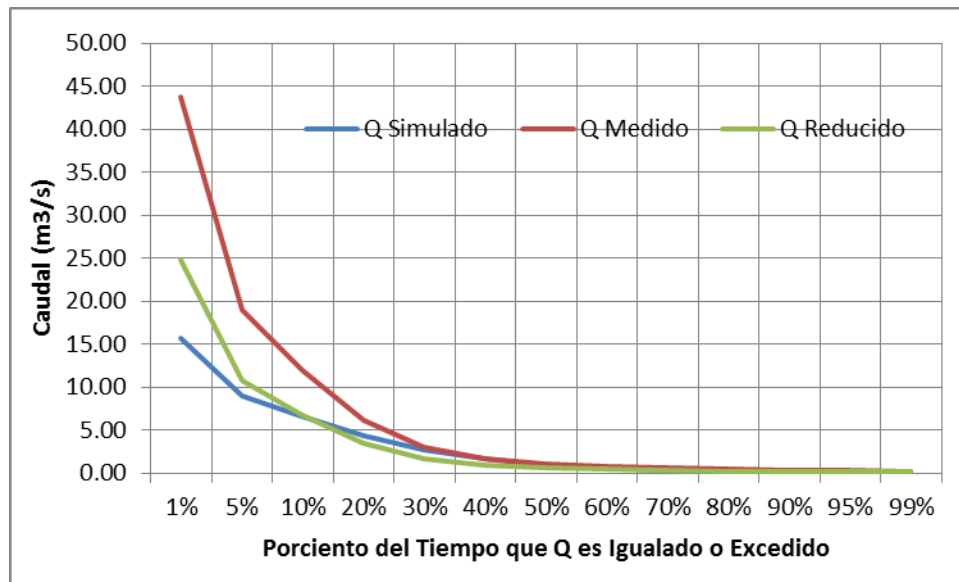


Figura N° 8.8: Periodo 1989 – 1997. Curvas de Duración de Caudales Simulados, Medidos y Medidos Reducidos en Sivingani

Si se toma en cuenta que en la década de los años '60 y '70 el sistema Escalerani – La Cumbre y el sistema de riego Saytu Khocha – Chankas – San Ignacio tenían una conformación precaria y poco eficiente de aprovechamiento, en ese periodo, los caudales derivados o disminuidos de los aportes hacia Sivingani eran relativamente pequeños. Este hecho, justificaría solo en parte la diferencia entre los caudales observados y simulados (que como se ha descrito ampliamente, han sido ajustados en base a la calibración de los caudales medidos en el periodo más reciente: 2006 – 2016).

Tomando la diferencia en áreas de captación entre dichos sistemas de aprovechamiento y la cuenca remanente que escurre hacia Sivingani, a lo sumo dicha diferencia justificaría una reducción de los caudales observados con un factor de aproximadamente 0.87 (que resulta de dividir el área remanente entre el área natural de escurrimiento de la cuenca de Sivingani = 305.89/351).

Como se explicó en la sección 6.3 de este informe, el resto de la diferencia se intentó justificar a través de posibles errores en la calibración del molinete de aforos utilizado por la Empresa Misicuni, aunque se encontró que esta no era una causa evidente.

Una posible causa, aún no tomada en cuenta, podría deberse a los efectos del cambio climático, que durante las últimas décadas y con mayor intensidad en los últimos 10 años, está mostrando signos evidentes de cambios radicales en el clima y consecuente comportamiento del régimen de escurrimientos en todo el planeta y en el país y nuestra región (y zona andina) en particular.

A este respecto, los estudios para el Plan Maestro Metropolitano de Agua y Saneamiento para Cochabamba (GITEC, TYPASA, Land and Water Bolivia, Aguilar y Asociados, 2013) incluyen un análisis respecto de los efectos del Calentamiento Global y Cambio Climático, sobre la disponibilidad de los recursos hídricos en el área de Cochabamba y del Proyecto en particular, estableciendo entre sus conclusiones disminuciones de los caudales disponibles entre un 5 y un 30% hasta el 2050.

Caudales Mínimos Medidos vs Captados Medidos en Bocatoma

Analizando la serie simulada de caudales diarios generada con el modelo HEC-HMS, se observa que los caudales mínimos son del orden de 100 L/S, llegando en algunos periodos cortos del estiaje incluso a valores de 0. Esto contrasta con las mediciones de los caudales captados en la toma de Bocatoma, que son luego derivados al sector de Calio por el túnel principal (desde el año 2006 hasta el presente), para ser (re)captados en la parte baja de la Quebrada Malpaso Mayu y conducidos a la planta de tratamiento de SEMAPA en Cochabamba.

En base a datos proporcionados por la EM para el periodo 2008 – 2016 de caudales medios diarios captados en Bocatoma, se observa que dichas captaciones se producen principalmente entre los meses de Mayo a Diciembre, debido a que entre Enero y Abril SEMAPA no requiere de

un aporte adicional regular. Por otro lado, se encuentra que el promedio de caudales captados en dicho periodo asciende a unos 385 L/S, en tanto que si se calculan las diferencias entre los caudales medidos y captados en Bocatoma, se encuentra que el promedio de las diferencias en las que estas son menores que cero (es decir: Caudal Captado > Caudal Medido), es de cerca de 72 L/S, lo cual indica que se tiene una subestimación recurrente en los caudales medidos en Bocatoma en dicho periodo (probablemente en la fórmula o en los niveles medidos en la estructura de Bocatoma).

Si se extrapola esta diferencia al sitio de presa en Sivingani, esta ascendería (por relación de áreas de cuenca) a unos 88 L/S, lo que justificaría u ajuste de los caudales simulados.

Para corregir esta situación, los caudales simulados generados por el HEC-HMS entre los meses de Mayo y Diciembre para el periodo 1967 – 2016, han sido mayorados con 100 L/S.

Caudales Simulados vs Serie “Híbrida” elegida periodo 1967 – 2016

Tomando en cuenta los hallazgos y conclusiones establecidos arriba, se considera que es conveniente incluir en la serie de caudales a ser utilizada como representativa de los aportes al embalse de Misicuni, las características del régimen de caudales en los periodos con registros observados. En este contexto, se ha decidido establecer una serie “Híbrida” de caudales para el periodo Agosto 1967 – Julio 2016, que incluye las series de caudales observados en el periodo 1989 – 1997 y Observados Reducidos en el periodo 1968 – 1982. En los periodos remanentes, se toman los caudales simulados por el modelo HEC-HMS, corregidos en el periodo de estiaje (Mayo a Diciembre) según lo descrito anteriormente.

La Figura 8.9 muestra la curva de duración de la serie de caudales simulados y de la serie híbrida y corregida en el sitio de presa. Esta última se considera la serie definitiva recomendada de

caudales de ingreso al embalse y será utilizada en los análisis de la operación del Proyecto en los siguientes capítulos de este informe.

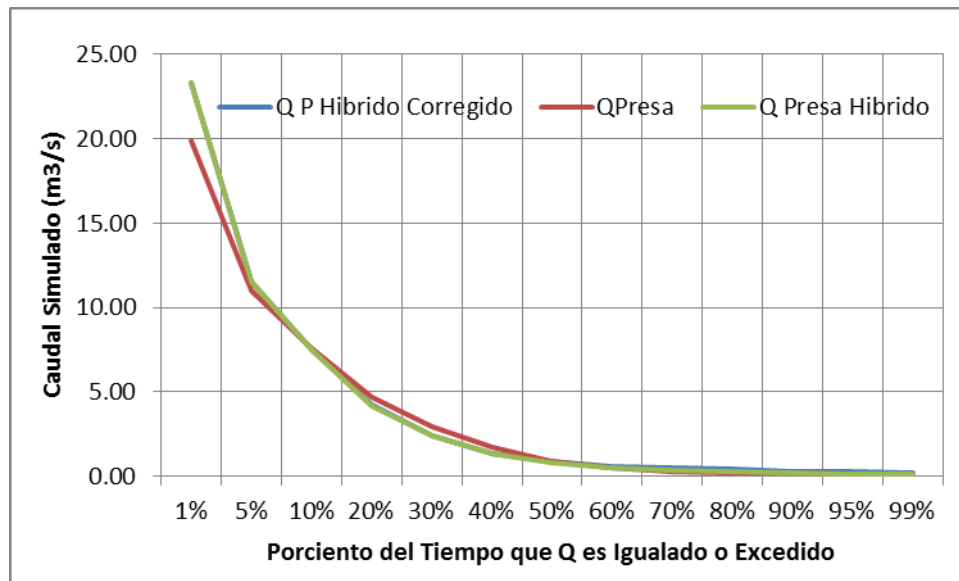


Figura N° 8.9: Periodo 1967 – 2016. Curvas de Duración de Caudales Simulados y de Serie Híbrida Recomendada de Caudales de Ingreso al Embalse de Misicuni

Por su parte, la Tabla 8.1 muestra el resumen de caudales medios mensuales resultantes, donde se puede ver que el caudal promedio anual de todo el periodo es de 2.82 m³/s, en tanto que los caudales promedio mensuales varían entre los 0.48 m³/s en el estiaje (agosto) y los 8.22 m³/s en la época de lluvias (enero).

Tabla N° 8.1: Sitio de Presa en Sivingani. Serie Recomendada de Caudales Medios Mensuales (m/s), Periodo 1967 - 2016

AÑO	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	PROM
67/68	0.52	0.60	0.70	0.88	6.01	6.50	8.34	5.22	1.73	1.17	0.63	0.63	2.74
68/69	0.58	0.46	0.56	1.50	1.78	5.82	15.07	1.46	0.74	0.53	0.47	0.42	2.45
69/70	0.38	0.35	0.39	0.39	1.36	4.79	13.77	11.08	1.17	0.55	0.41	0.38	2.92
70/71	0.33	0.39	0.60	1.50	2.07	7.56	15.36	3.40	0.71	0.45	0.47	0.39	2.77
71/72	0.33	0.31	0.33	1.45	4.68	13.16	11.24	5.00	1.84	0.61	0.47	0.41	3.32
72/73	0.50	0.60	0.65	1.05	4.61	2.93	4.55	2.59	1.01	0.45	0.45	0.32	1.64
73/74	0.40	0.48	0.56	0.61	1.97	8.86	8.23	6.72	3.26	0.67	0.46	0.39	2.72
74/75	0.48	0.40	0.41	0.43	0.72	5.99	7.77	4.37	1.18	0.49	0.39	0.27	1.91
75/76	0.25	0.27	0.45	0.80	2.15	7.16	10.37	3.17	0.89	0.58	0.37	0.28	2.23
76/77	0.29	1.02	0.55	0.38	0.70	1.53	4.23	7.48	1.32	0.83	0.67	0.41	1.62
77/78	0.37	0.62	0.64	2.17	4.36	10.41	8.03	5.80	2.17	0.98	0.63	0.50	3.06
78/79	0.45	0.39	0.36	0.73	5.84	15.62	7.61	7.09	1.40	0.75	0.48	0.38	3.42
79/80	0.33	0.24	0.76	0.62	6.02	7.59	2.37	3.43	1.17	0.53	0.38	0.33	1.98
80/81	0.28	0.39	0.48	0.41	0.89	4.91	9.48	5.75	2.33	0.99	0.73	0.63	2.27
81/82	0.94	1.27	1.76	1.93	4.11	15.13	4.55	12.96	3.28	1.06	0.44	0.34	3.98
82/83	0.90	0.98	0.78	2.07	4.84	4.69	4.33	5.87	1.27	0.98	0.43	0.65	2.31
83/84	0.82	0.52	0.94	1.57	4.01	7.30	9.35	12.50	4.90	0.79	0.48	0.38	3.63
84/85	0.31	0.29	4.13	7.24	6.13	10.20	6.90	7.98	6.54	1.95	0.56	2.84	4.59
85/86	0.63	0.30	0.36	1.27	5.91	14.14	6.29	12.12	2.88	0.76	0.43	0.44	3.79
86/87	0.30	2.59	1.68	0.54	5.16	12.73	7.34	2.98	0.97	1.40	0.44	0.59	3.06
87/88	0.40	0.47	1.35	1.45	3.78	13.07	9.12	12.93	3.03	0.92	0.46	0.37	3.94
88/89	0.30	0.87	1.12	1.34	2.63	8.75	5.50	8.32	4.73	1.49	0.41	2.54	3.17
89/90	0.36	0.75	0.46	0.51	3.00	7.50	6.08	2.81	1.64	0.73	1.55	0.77	2.18
90/91	0.57	0.50	0.72	2.35	3.72	8.43	10.88	5.17	2.27	1.09	0.56	0.43	3.06
91/92	0.39	0.38	0.36	0.67	0.78	7.24	4.56	5.18	1.11	0.80	0.75	1.09	1.94
92/93	0.89	0.94	0.84	1.30	2.40	13.31	3.90	2.60	1.67	0.82	0.69	0.72	2.51
93/94	1.22	1.88	1.44	1.41	20.66	17.02	8.27	2.69	1.32	0.99	0.53	0.46	4.82
94/95	0.41	0.37	0.61	1.38	2.56	9.01	11.39	7.84	2.48	1.08	0.64	0.58	3.20
95/96	0.45	0.43	0.60	0.82	1.44	7.53	5.88	4.43	1.49	0.66	0.46	0.45	2.05
96/97	0.42	0.49	0.46	3.65	4.12	15.86	11.78	8.11	1.19	0.47	0.69	0.61	3.99
97/98	0.55	0.51	0.53	0.85	1.85	4.20	7.80	4.74	4.58	0.69	0.33	0.27	2.24
98/99	0.20	0.90	1.65	4.79	3.35	8.69	7.00	10.71	2.11	0.59	0.39	0.30	3.39
99/00	0.25	1.88	0.88	0.40	1.15	6.88	10.12	5.78	1.22	0.45	0.37	0.29	2.47
00/01	0.22	0.28	0.45	0.79	4.03	6.65	6.61	5.19	2.01	4.25	0.49	0.30	2.61
01/02	0.53	0.30	0.48	2.87	5.03	3.75	3.72	3.92	0.65	0.94	0.35	0.80	1.95
02/03	0.22	0.38	1.32	1.51	1.44	4.87	8.68	4.08	2.38	0.49	0.31	0.31	2.17
03/04	0.29	0.23	0.63	3.37	5.84	15.24	11.53	6.05	3.19	0.73	2.62	1.43	4.26
04/05	0.50	0.72	1.99	3.79	5.98	10.71	12.30	4.46	3.84	1.61	0.47	0.34	3.89
05/06	0.30	4.22	1.29	3.83	4.91	7.49	7.29	10.10	3.91	0.68	0.41	0.31	3.73
06/07	0.27	0.61	0.93	1.64	5.05	6.01	7.32	4.15	1.09	0.44	0.30	0.25	2.34
07/08	0.20	1.01	0.59	3.50	4.26	13.99	6.64	6.40	2.65	0.63	0.40	0.30	3.38
08/09	0.26	0.20	0.38	0.95	6.06	6.80	4.37	4.32	1.80	0.48	0.31	0.27	2.18
09/10	0.20	0.20	0.88	2.47	6.65	5.21	8.11	6.25	3.97	0.71	0.38	2.49	3.13
10/11	0.57	0.26	0.33	0.37	3.71	5.60	12.93	9.86	2.66	0.62	0.42	1.81	3.26
11/12	0.36	0.46	0.55	1.19	1.90	5.57	8.28	4.38	0.98	0.39	0.30	0.24	2.05
12/13	0.20	0.27	0.68	2.31	2.07	0.87	9.59	2.49	0.95	0.51	1.13	0.88	1.83
13/14	2.75	1.21	0.88	1.91	5.34	5.13	10.86	1.63	1.38	0.89	0.52	0.77	2.77
14/15	0.38	0.46	0.52	0.45	1.54	7.06	5.14	2.57	1.82	0.74	0.33	2.38	1.95
15/16	0.49	0.31	0.80	0.38	0.85	3.29	8.21	1.87	0.75	0.28	0.20	0.20	1.47
PROM	0.48	0.69	0.83	1.63	3.86	8.22	8.14	5.84	2.11	0.85	0.54	0.67	2.82
MIN	0.20	0.20	0.33	0.37	0.70	0.87	2.37	1.46	0.65	0.28	0.20	0.20	1.47
MAX	2.75	4.22	4.13	7.24	20.66	17.02	15.36	12.96	6.54	4.25	2.62	2.84	4.82
DESEST	0.39	0.69	0.62	1.34	3.02	3.95	3.00	3.07	1.29	0.59	0.37	0.64	0.81
CV	0.81	1.00	0.75	0.83	0.78	0.48	0.37	0.53	0.61	0.69	0.68	0.95	0.29

9 ANÁLISIS DE LA OPERACIÓN DEL EMBALSE MISICUNI

9.1 ASPECTOS GENERALES

En este capítulo se realiza un análisis de la operación del embalse Misicuni, utilizando como insumo la serie de caudales medios diarios generados para el periodo 1967 – 2016.

Primeramente se describe el proceso de elaboración del modelo de operación del embalse Misicuni. Luego de presentar los aspectos conceptuales del modelo de operación diaria, se discuten las variables de entrada y condiciones de borde, así como los escenarios a ser simulados y sus respectivas funciones objetivo. Finalmente, en la última sección, se presentan y discuten los resultados correspondientes.

El propósito del análisis de operación es estudiar los siguientes casos o escenarios principales:

- a) El Proceso de Inicio de Operación del Embalse (Primer Llenado usando los aportes de la época de lluvias 2016 – 2017);
- b) La situación durante el Segundo Año de Operación (que incluye los aportes de la época de lluvias 2017 – 2018) y;
- c) La Operación de Mediano y Largo Plazo (a partir del tercer año de operación).

Es importante aclarar que el análisis de la operación solo considera el esquema de obras actual del Proyecto, y no toma en cuenta los ingresos de agua de las futuras aducciones de Viscachas y Putucuni.

El modelo de operación desarrollado, consiste en una planilla EXCEL que simula el balance hídrico diario del embalse, tomando en cuenta las entradas y salidas y controlando al principio y final de cada día el estado del sistema (embalse), en términos de los niveles alcanzados y la correspondiente situación respecto de las condiciones de borde impuestas (volumen o nivel mínimo y máximo de operación, caudales de suministro requeridos, etc.).

Para cada escenario de simulación de la operación (proceso de llenado durante el primer año, situación durante el segundo año y situación en el largo plazo) se han definido sus propias condiciones de borde y función objetivo y se han realizado innumerables simulaciones considerando diferentes caudales extraídos del embalse (para generación de electricidad, agua potable y riego) estableciendo en cada caso las correspondientes garantías de suministro.

En las siguientes secciones se realiza una explicación del concepto del modelo, de las condiciones de borde consideradas, de los datos de entrada y de las funciones objetivo utilizadas para cada escenario de simulación. También se discuten los resultados y hallazgos de las simulaciones.

9.2 MODELO DE SIMULACIÓN DE LA OPERACIÓN

9.2.1 Ecuaciones Básicas

La simulación de la operación consiste en establecer para cada día el balance hídrico del embalse, en función a la demanda, a las entradas y salidas, y a los caudales disponibles en el río Misicuni que ingresan al embalse.

Conceptualmente, para un día cualquiera (que tiene una duración de 24 horas, o 24x3600 segundos), el balance hídrico del embalse se puede expresar de manera discretizada de la siguiente manera:

$$\Delta V = V_F - V_I = V_{In} - V_{Out} \dots \dots (9.1)$$

Donde:

ΔV = Cambio de almacenamiento del embalse durante el día (Entradas – Salidas)

V_F = Volumen embalse al final del día (m^3)

V_I = Volumen embalse al inicio del día (m^3)

V_{In} = Volumen de entradas al embalse durante el día (m^3)

V_{Out} = Volumen de salidas del embalse durante el día (m^3)

Luego, la suma de las entradas durante un día cualquiera está dada por:

$$V_{In} = Q \times \Delta t + P \times A \dots\dots\dots(9.2)$$

Con:

Q = Caudal promedio del día del río Misicuni, determinado en el capítulo 8 (m³/s)

Δt = Intervalo de tiempo de la simulación (en este caso 1 día = 86400 segundos)

P = Precipitación sobre el espejo del embalse durante el día considerado (m)

A = área promedio del espejo del embalse durante el día considerado (m²)

En tanto que las salidas durante el día considerado consisten en lo siguiente:

$$V_{Out} = E \times A + (Q_{Compr.} + Q_{APot \text{ y } Rie} + Q_{Turb}) \times \Delta t + Pérd\dots\dots\dots(9.3)$$

Donde:

E = Evaporación desde el espejo del embalse durante el día considerado (m)

$Q_{Compr.}$ = Caudales comprometidos con terceros (280 L/S constante)

$Q_{APot \text{ y } Rie}$ = Caudal (o demanda) de agua potable y de riego durante el día (m³/s)

Q_{Turb} = Caudal turbinado en la central para generación de electricidad (m³/s).

Pérd = Pérdidas de agua del embalse, por filtraciones o descargas por la descarga de fondo

9.2.2 Variables de Entrada al Modelo de Operación

Para activar el sistema de ecuaciones del balance hídrico descritas arriba, el modelo de operación debe ser alimentado con variables de entrada y salida, además de una serie de condiciones de borde definidas en función a los escenarios a simular. Primeramente se definen las variables geométricas del embalse (V, A), que están dadas por la curva Altura – Área – Volumen (curva

HAV), que ha sido presentada en la Tabla 5.1 y Figura 5.4. El Volumen Mínimo de Operación o Volumen Muerto, alcanza a 32.4 millones de m³ y corresponde a la cota 3725 msnm, en tanto que el Volumen Máximo de Operación antes de empezar a rebalsar por el vertedero de excedencias, es de 182.75 millones de m³ y corresponde a la cota 3774 msnm. Más adelante se discuten detalles adicionales al respecto.

En cuanto a las entradas al embalse (caudales del río Misicuni y precipitación sobre el espejo de agua del embalse), los caudales corresponden a la serie “Híbrida” de caudales medios diarios estimados para el periodo Agosto 1967 – Julio 2016, de acuerdo a lo descrito en el Capítulo 8, en tanto que las precipitaciones, corresponden a la serie de valores diarios medidos en la estación Sivingani (que son las más representativas de la lluvia sobre el espejo del embalse) debidamente controlada y rellenada, de acuerdo a lo descrito en el Capítulo 6.

En relación a las salidas, de acuerdo a lo establecido en la ecuación 9.3, estas están dadas por la evaporación desde el espejo de agua; por las extracciones (demanda) del embalse; y por las eventuales pérdidas debidas a filtraciones desde el embalse o a través del cuerpo de la presa.

Salidas por Evaporación

En relación a las salidas, por evaporación de aguas abiertas desde la superficie del embalse, se ha tomado un valor promedio anual de 1152.3 mm, de acuerdo a lo descrito en el Capítulo 6. Sin embargo, debido a que la simulación de la operación es a nivel diario y a que no se cuenta con una serie de datos de evaporación diaria que abarque el periodo 1967 – 2016, se tomarán como referencia los registros diarios promedio del periodo de datos disponibles en la estación Sivingani (1972 – 1998), prorrateando los valores diarios medios mensuales de tal modo que el total anual sea equivalente a los 1152.3 mm. Luego, esta serie prorrateada será repetida cada año en el periodo mencionado.

Extracciones desde el Embalse (Demanda)

Entre las extracciones, se tienen los caudales comprometidos con terceros u otros compromisos; la demanda de agua potable y riego y los caudales para generación de electricidad.

Compromisos con Terceros

De acuerdo a lo indicado por la EM, los caudales comprometidos con terceros comprenden el Caudal Ecológico = 200 L/S, que debe estar disponible al pié de la presa, justo aguas abajo, para lo cual se han instalado los mecanismos de extracción desde el embalse a través del desagüe de fondo de la presa.

Además, se tiene un caudal comprometido de entrega a las comunidades del área de Calio y Molle Molle, que debe ser descargado a través de una instalación especial incorporada en el sector de la Chimenea de Equilibrio, $Q = 80 \text{ L/S}$.

Estos compromisos totalizan 280 L/S y se toman como constantes durante todo el periodo de operación.

Demanda de Agua Potable

Las extracciones desde el embalse para cubrir las demandas de agua potable y riego, pasan primero por la central hidroeléctrica, donde se genera electricidad y son luego descargadas al embalse de compensación, desde donde son repartidas para los diferentes usos.

La demanda de agua potable, independientemente de dónde y cómo se utilice, se considera en todos los escenarios de simulación, como una extracción constante durante todo el año, debido a que las variaciones estacionales son despreciables (ver por ejemplo TAMS – INGETEC, 2003).

Demanda de Agua para Riego

Debido a que no se cuenta al presente con estudios actualizados de demanda de agua de riego y sus variaciones estacionales, para fines de este estudio se tomarán los mismos datos que fueron utilizados en los estudios de TAMS – INGETEC del año 2003 para el diseño de la presa.

En dicho estudio, se adoptó una demanda por cada 1000 ha netas regadas, de 0.37 m³/s, que varían mensualmente de acuerdo a lo mostrado en la Figura 9.1 a continuación.

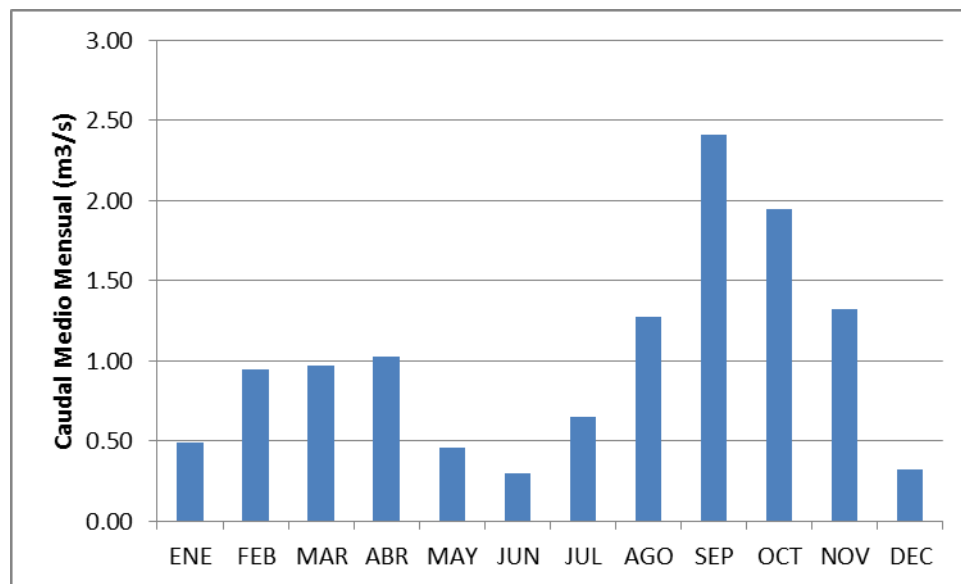


Figura N° 9.1: Variaciones Mensuales de la Demanda de Agua de Riego

Caudales Turbinados en la Central Hidroeléctrica

La central hidroeléctrica de Misicuni cuenta con 3 turbinas Pelton de 40 MW de capacidad cada una. A plena carga cada turbina requiere un caudal de 4.90 m³/s.

De acuerdo a lo informado por ENDE a la Empresa Misicuni, ENDE tiene previsto realizar pruebas de las turbinas, de acuerdo al siguiente esquema:

- Primera Turbina: Pruebas de funcionamiento el 27, 28 y 29 de Abril de 2017. Caudal constante (a plena carga) requerido durante estos 3 días y luego se pretende generar de

manera rutinaria unas 3 a 4 horas por día a plena carga, en función a la disponibilidad de agua.

- Segunda Turbina: Pruebas el mes de Julio de 2017, durante 3 días (no se especifica fechas). Para fines de las simulaciones de la operación se asumirá que las pruebas se realizarán el 15, 16 y 17 de Julio. Al igual que la Turbina 1, Caudal constante (a plena carga) requerido durante estos 3 días de pruebas y luego se pretende generar de manera rutinaria unas 3 a 4 horas por día a plena carga, en función a la disponibilidad de agua.
- Tercera Turbina: Pruebas el mes de Septiembre de 2017, durante 3 días (no se especifica fechas). Para fines de las simulaciones de la operación se asumirá que las pruebas se realizarán el 15, 16 y 17 de Septiembre de 2017. Al igual que la Turbinas 1 y 2, Caudal constante (a plena carga) requerido durante estos 3 días de pruebas y luego se pretende generar de manera rutinaria unas 3 a 4 horas por día a plena carga, en función a la disponibilidad de agua.

Debe notarse, que el caudal turbinado a plena carga con 1 turbina es 4.90 m³/s, 9.80 m³/s con 2 turbinas y 14.70 m³/s con 3 turbinas.

El caudal turbinado en la central ingresa al embalse de compensación y desde allí se cubre la demanda de agua potable y riego.

Pérdidas

Las eventuales pérdidas de agua son debidas a potenciales filtraciones desde el embalse o a través del cuerpo de la presa. Sin embargo, en este informe no se toman en cuenta de manera separada y se considera que cualquier filtración aflorará aguas abajo de la presa, por lo que estará incluida en el caudal ecológico.

9.2.3 Escenarios de Simulación y Condiciones de Borde

Como se indicó anteriormente, se ha realizado el análisis de los siguientes casos o escenarios de simulación, cuyas características, condiciones de borde y funciones objetivo se describen a continuación:

- a) Proceso de Inicio de Operación del Embalse (Primer Llenado usando los aportes de la época de lluvias 2016 – 2017);
- b) Situación durante el Segundo Año de Operación (que incluye los aportes de la época de lluvias 2017 – 2018) y;
- c) Operación de Mediano y Largo Plazo (a partir del tercer año de operación).

Es importante aclarar que para los dos primeros casos (a) y b)), no se ha considerado el suministro de agua de riego, es decir, que se asume que se empezará con la entrega de caudales para este fin recién a partir del tercer año de operación (fines de 2018 hacia adelante).

Proceso de Inicio de Operación del Embalse (Primer Llenado usando los aportes de la época de lluvias 2016 – 2017)

Se toma como fecha de inicio de llenado el 15 de Diciembre de 2016 y se aplica a partir de esta fecha el modelo de operación descrito arriba (balance hídrico diario). La expectativa es que durante este primer año, el embalse pueda lograr acumular un volumen suficiente como para llenar primeramente el volumen muerto (o volumen mínimo de operación establecido en el diseño, equivalente a 32.4 millones de m³) y que permita además acumular volúmenes adicionales, para el suministro de agua potable y para realizar las pruebas de las turbinas de la central hidroeléctrica previstas por ENDE, en las fechas mencionadas anteriormente.

Por otro lado, mientras se van almacenando en el embalse los caudales aportados por el río Misicuni desde la fecha de inicio de llenado, se asume que se deben cumplir los compromisos de entrega de agua a terceros (extracción constante de 280 L/S) y que, se continuará derivando agua por el túnel para el suministro a SEMAPA, en función a los requerimientos del Plan Inmediato.

Considerando que la EM desde principios de noviembre del 2016 ha estado acumulando volúmenes de agua que son retenidos por la ataguía de la presa, en tanto se concluyen algunos trabajos en el plinto y el pié de la presa, se tomará como volumen inicial del embalse (al 15 de diciembre de 2016) 500.000 m³.

El proceso de simulación se inicia tomando el volumen inicial mencionado del embalse al comienzo del día 1 de simulación y se calculan los volúmenes de entrada y los de salida (ecuaciones 8.2 y 8.3) y luego el volumen al final del día, utilizando la ecuación 8.1. Esta operación se repite para todos los días del primer año de simulación (15 de Diciembre de 2016 al 14 de Diciembre de 2017).

En la simulación del embalse, utilizando la curva HAV, se puede también calcular la elevación o nivel del agua en el embalse correspondiente al inicio y final de cada día. Cuando el nivel calculado del embalse al final del día es menor que el nivel que corresponde al volumen mínimo de operación, se considera que el embalse se ha vaciado y ha fallado ese día. Igualmente, si el nivel al final del día resulta mayor que el nivel máximo de operación, se considera que ese día se ha producido rebalse por la cresta del vertedero (aunque es muy poco probable que se presente esta última situación durante el primer año).

De acuerdo a los parámetros de diseño de la presa, los niveles mínimo y máximo de operación del embalse Misicuni corresponden a:

- Nivel Mínimo de Operación: 3725 msnm (equivalente a un volumen muerto de 32.4 millones de m³)
- Nivel Máximo de Operación: 3774 msnm (equivalente a un volumen total de 182.75 millones de m³ y a un volumen útil de 150.25 millones de m³)

Sin embargo, por tratarse del primer llenado, también se controlará que el embalse no quede totalmente vacío, en la eventualidad de que las extracciones acumuladas excedieran a los volúmenes acumulados. Para esto, se ha introducido como condición adicional de borde que el volumen mínimo de operación aceptable del embalse es de 100.000 m³.

En base a estas premisas y para poder obtener estimaciones del estado del embalse en cualquier momento durante el primer año de llenado (en términos de niveles y volúmenes de agua), además de las extracciones definidas por concepto de los compromisos con terceros y los caudales necesarios para las pruebas programadas de ENDE, se tomará como variable a ajustar el caudal constante de extracción para Agua Potable (Q_{APot}) y el número de horas de generación a plena carga en la central hidroeléctrica después de las pruebas de cada turbina (Q_{Turb}), que será expresado como caudal constante promedio diario. En este primer año, aún no se considera el suministro de agua de riego.

En cada ronda de simulación (con los valores elegidos de Q_{APot} y Q_{Turb}), se controla el número de veces que el embalse falla durante todo el periodo de simulación y se modifican iterativamente los valores de Q_{APot} y Q_{Turb} , hasta alcanzar un número máximo aceptable de Fallas del embalse. Este número máximo depende del **Criterio de Garantía de Suministro** establecido para la simulación. En este contexto, la maximización de los valores de demanda (Q_{APot} y Q_{Turb}), constituye la Función Objetivo del proceso de simulación.

Debido a que el Escenario 1 contempla el análisis del proceso de llenado durante el primer año, para poder obtener resultados representativos, se realizará el análisis correspondiente, realizando simulaciones con cada uno de los años de la serie de caudales de ingreso al embalse incluidos en la serie “Híbrida” generada para el periodo 1967 – 2016, incluyendo en el modelo la condición de que cada 15 de Diciembre, el embalse empieza su proceso de llenado con el volumen inicial previsto (500.000 m³). Al ser cada año diferente, esto permitirá simular diversas situaciones de posibles series de caudales de ingreso al embalse, lo que a su vez proporcionará parámetros realistas de las situaciones que se pueden esperar en la práctica.

El Criterio de Garantía de Suministro en este sentido, depende de criterios económicos y del grado de riesgo que el promotor esté dispuesto a asumir. En sistemas hidroeléctricos de potencia, suele adoptarse un nivel de garantía elevado, equivalente a un 95%, es decir, que se admite como máximo la posibilidad de **no** poder cubrir la demanda (o nivel de generación) prevista, como máximo un 5% del tiempo. Igual criterio se aplica en este caso para la demanda de agua potable. Cabe indicar que para las simulaciones realizadas de la operación, el criterio de falla está ligado principalmente a los caudales requeridos para generación y agua potable, por ser en este caso la variable a ajustar, en tanto que todas las demás extracciones (compromisos con terceros y, si aplicara, agua para riego), son cubiertas primero en la ecuación de balance, por lo que tienen un nivel de garantía de suministro incluso mayor.

Este aspecto resulta de enorme relevancia, debido a que en la práctica en nuestro país se suelen admitir para el dimensionamiento y operación de proyectos de riego, criterios de garantía de suministro menos estrictos, de hasta un 80 a 90% (ver por ejemplo TAMS – INGETEC, 2003), en este sentido, se debe destacar que en los análisis realizados en este informe, la operación de la central hidroeléctrica y la demanda de agua potable, exige que se mantengan niveles mucho más conservadores para el suministro de agua de riego.

En términos del modelo de simulación, en el periodo del 15 de Diciembre de 2016 al 14 de Diciembre de 2017, se tienen 365 días de operación y, como se indicó, se repetirá la simulación de la operación para cada año de la serie disponible de caudales en el periodo 1967 – 2016, empezando cada 15 de diciembre con el volumen inicial prefijado, lo que permite repetir el proceso 49 veces o años. Por otro lado, se ha programado el inicio de las pruebas de la primera turbina recién el 27 de Abril de 2017, asumiendo que para esa fecha (final del periodo de lluvias 2016/2017) el embalse contará con un volumen superior al Volumen Mínimo de Operación requerido para el funcionamiento de la central hidroeléctrica (≥ 32.4 millones de m^3 o Nivel de agua ≥ 3725 msnm).

En este contexto, la contabilidad de “Fallas” del sistema se realiza para el periodo remanente del año, entre el 27 de Abril y el 14 de Diciembre de 2017 (231 días). Si se adopta el criterio de 95%

de Garantía de Suministro, quiere decir que como máximo se acepta que el embalse “falle” (es decir, que el nivel al final de un día cualquiera resulte menor que el Nivel Mínimo de Operación o, en otras palabras, que ese día no se pueda generar con el caudal previsto) un total de $0.05 * 231 * 49 = 566$ veces.

Por otro lado, es claro que, cuanto mayor sea la Garantía de Suministro exigida, menores serán los valores de Q_{APot} y Q_{Turb} (o número de horas de funcionamiento a plena carga de cada turbina de la central).

Situación durante el Segundo Año de Operación (que incluye los aportes de la época de lluvias 2017 – 2018)

Para este caso, se simulará la operación el segundo año, contado desde el 15 de Diciembre de 2017 hasta el 14 de Diciembre de 2018. Para tomar en cuenta la situación al final del primer año de simulación (nivel resultante del embalse el 14 de Diciembre de 2017), se tomará en cuenta el rango de niveles resultante de las simulaciones que se realicen para el primer escenario.

Al igual que en el caso anterior, se simulará el presente caso, utilizando la serie híbrida, empezando el año con un nivel elegido del embalse, dentro del rango mencionado.

Para aplicar el criterio de garantía de suministro en este escenario, se toman los 365 días del año se contabiliza como falla cualquiera de los días en que el nivel del embalse resulta al final del día menor que 3725 msnm. En este caso, si se adopta el criterio de 95% de Garantía de Suministro, quiere decir que como máximo se acepta que el embalse “falle” durante el segundo año de simulación (es decir, que el nivel al final de un día cualquiera de ese año resulte menor que el Nivel Mínimo de Operación o, en otras palabras, que ese día no se pueda generar con el caudal previsto) un total de $0.05 * 365 * 49 = 894$ veces.

Operación de Mediano y Largo Plazo (a partir del tercer año de operación)

En el mediano y largo plazo, a partir del tercer año de operación, se realiza la simulación tomando como extracciones a maximizar las demandas de agua potable y riego y considerando que la generación de electricidad (número de horas de generación a plena carga de cada turbina), se realizará en función a los caudales disponibles de dichas demandas maximizadas.

Las demás condiciones de borde se mantienen inalteradas.

En este escenario se realiza la simulación de la operación utilizando la serie Híbrida disponible en el periodo Agosto 1967 – Julio 2016 y se toma como volumen inicial del embalse 107.0 millones de m³, que corresponde aproximadamente al volumen promedio del embalse el mes de agosto de todo el periodo de simulación (y corresponde a un nivel promedio del espejo de agua de 3754.77 msnm).

9.3 RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN DE LA OPERACIÓN

9.3.1 Proceso de Inicio de Operación del Embalse (Primer Llenado usando los aportes de la época de lluvias 2016 – 2017)

Para este escenario, se han realizado diversas simulaciones, variando el caudal de agua producido para agua potable y las horas de generación a plena carga después de las pruebas de cada turbina de la central hidroeléctrica. Luego, para cada corrida se ha determinado el número de fallas y la correspondiente garantía de suministro, obteniendo de este modo una tabla que permite visualizar los valores de esta última, en función a los dos primeros.

La Tabla 9.1 muestra los resultados obtenidos, a partir de los cuales se pueden realizar los siguientes comentarios:

- Para mantener (exigir) una garantía de suministro de al menos 95%, solamente es posible realizar extracciones del embalse para realizar las pruebas programadas por ENDE a

partir del 27 de Abril de 2017, en tanto que no sería posible entregar agua potable hasta dicha fecha.

- En este marco, en las tres últimas filas de la Tabla se indican los caudales que sería posible entregar (turbinar) para agua potable a partir de las fechas de pruebas de cada turbina.

Tabla N° 9.1: Primer Llenado del Embalse. Garantía de Suministro en Función de Caudales de Agua Potable (m³/s) y Horas de Funcionamiento a Plena Carga de las Turbinas de la Central Hidroeléctrica

Agua Potable hasta 26/04/2017	Horas Plena Carga despues de Pruebas									
(m ³ /s)	0.5	0.75	0.858	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0.00	96.64	95.33	95.00	94.64	93.30	92.37	90.49	87.71	84.08	81.58
0.10	94.12	93.52	93.24	92.98	92.21	90.76	88.95	85.61	82.28	80.20
0.20	91.59	91.52	91.48	91.38	91.10	89.31	86.69	83.66	80.70	78.98
0.30	90.83	90.75	90.75	90.75	90.23	88.40	85.61	82.06	79.66	78.08
0.40	90.73	90.73	90.68	90.53	88.93	87.29	84.10	80.78	78.71	76.79
0.50	89.42	89.40	89.39	89.08	87.68	85.39	83.02	79.68	77.56	75.48
0.60	86.93	86.87	86.86	86.76	85.51	83.23	80.47	78.47	76.29	73.70
0.70	83.19	83.17	83.13	83.11	82.40	80.37	77.52	75.97	74.74	72.01
0.80	78.27	78.24	78.22	78.18	77.61	76.15	74.59	73.56	72.49	70.30
0.90	73.68	73.65	73.64	73.62	73.44	72.74	71.97	71.16	69.23	67.57
1.00	70.20	70.20	70.19	70.18	70.14	69.97	69.73	68.60	66.53	65.02
Q Disponible entre 29/04 y 15/07	0.102	0.153	0.175	0.204	0.306	0.408	0.510	0.613	0.715	0.817
Q Disponible entre 15/07 y 15/09	0.204	0.306	0.350	0.408	0.613	0.817	1.021	1.225	1.429	1.633
Q Disponible a Partir de 18/09	0.306	0.459	0.526	0.613	0.919	1.225	1.531	1.838	2.144	2.450

Por otro lado, si resultara aceptable asumir un nivel de garantía menor, por ejemplo de al menos 90%, entonces se tienen diversas posibles combinaciones que resultan en diferentes niveles de explotación. Así por ejemplo, si se decide suministrar 400 L/S de agua potable desde el principio (15 de Diciembre de 2016), en la tabla se observa que se podría generar hasta 1 hora a plena carga por día en cada turbina hasta el final del año (garantía de suministro indicada en la tabla = 90.53%). Esto implica, que ENDE tendría que programar la operación de por ejemplo 1 sola turbina cada día durante 3 horas una vez concluidas las pruebas correspondientes.

Para cada combinación de caudales extraídos del embalse según lo mostrado en la Tabla 9.1, se pueden graficar los niveles del embalse cada día y las correspondientes curvas de duración a nivel mensual y anual.

A manera de ejemplo, en la Figura 9.2 se muestra las curvas de niveles para los años 2025 hasta 2028, para el caso de producción mencionado de 400 L/S de agua potable y 1 hora de generación a plena carga.

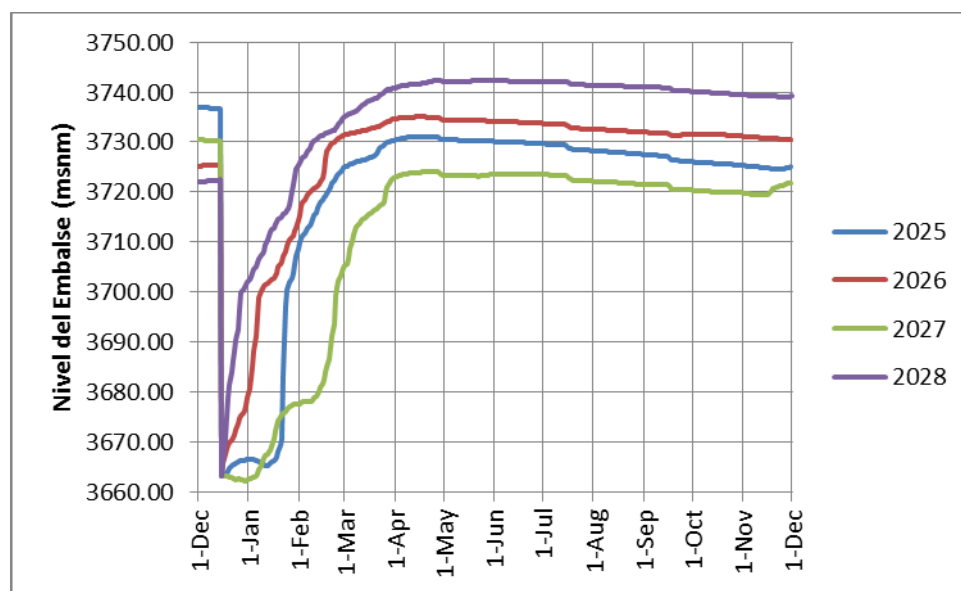


Figura N° 9.2: Curvas de Niveles del Embalse Durante los Años Indicados

En la figura se observa que cada año, el 15 de Diciembre, el embalse empieza su proceso de llenado (con un volumen inicial de 500.000 m³). Luego, los niveles de agua van subiendo hasta aproximadamente fines de abril, para luego empezar a bajar, en algunos casos incluso por debajo del Nivel Mínimo de Operación (como en el caso del año 2027), en cuyo caso se considera que el embalse falla.

Del mismo modo y a manera de ejemplo para el mismo caso, se han elaborado las curvas de duración de niveles del embalse a nivel mensual y a nivel anual. La Figura 9.3 muestra las curvas a nivel mensual y la curva a nivel anual. Se aclara que en este caso, las curvas se han elaborado con los niveles resultantes de la simulación de todos los años disponibles.

En la gráfica superior izquierda de la figura se muestran las curvas de duración de niveles resultantes durante la época de lluvias (2016 - 2017). Se puede observar que la mitad inferior de la curva correspondiente a Diciembre, coincide con el inicio de llenado del embalse durante la segunda quincena del mes. Del mismo modo, la parte izquierda de la curva de este mes, corresponde a los niveles (mayores) que se tienen al final del año de simulación y que corresponden a la primera quincena de Diciembre.

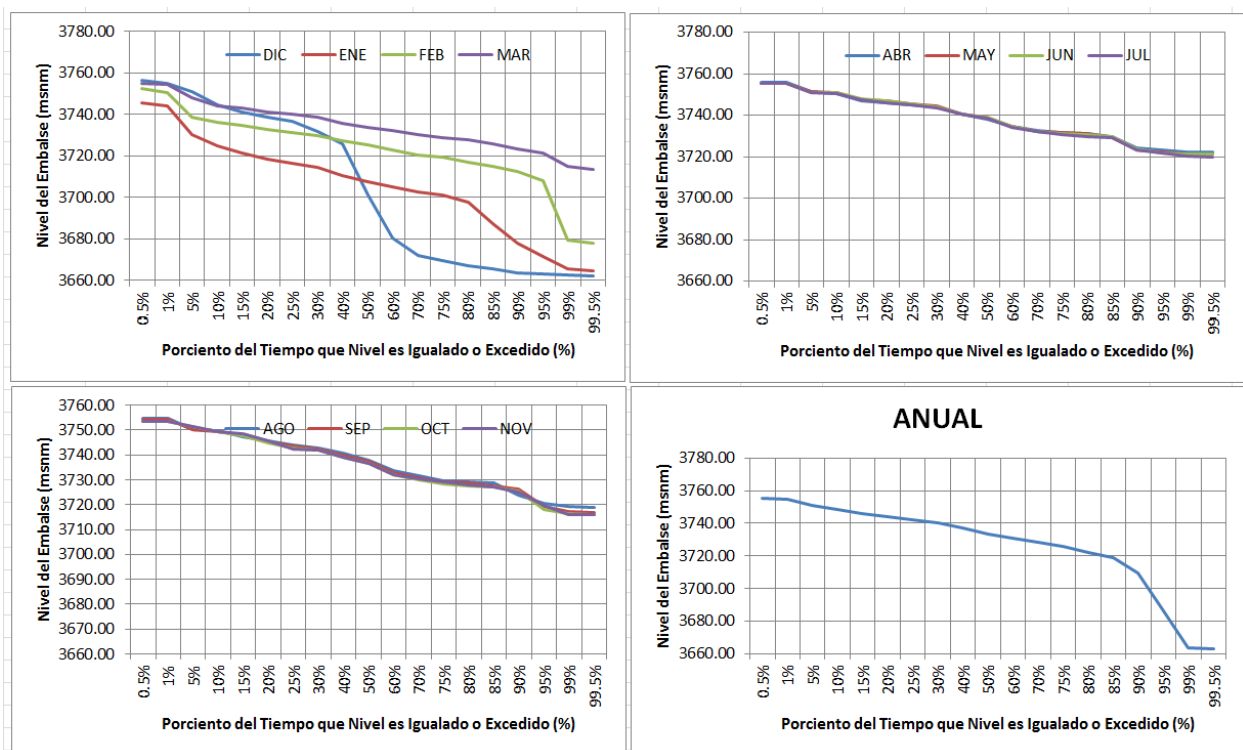


Figura N° 9.3: Curvas de Duración Mensual y Anual de Niveles del Embalse

Para este caso de ejemplo, los niveles característicos del embalse resultantes al final del primer año (al 14 de Diciembre de 2017) son los siguientes:

Mínimo: 3715.95 msnm, que corresponde a un volumen de aprox. 21.0 millones de m³

Promedio: 3737.84 msnm, que corresponde a un volumen de aprox. 58.0 millones de m³

Máximo: 3756.59 msnm, que corresponde a un volumen de aprox. 113.0 millones de m³

En correspondencia a lo mostrado en la Figura 9.2, se puede observar que incluso en el periodo Agosto – Diciembre (14), se pueden registrar niveles por debajo de 3725 msnm, lo que indica que se producen algunas fallas en dicho periodo.

9.3.2 Situación durante el Segundo Año de Operación (que incluye los aportes de la época de lluvias 2017 – 2018)

Al igual que para el primer caso, para este escenario, se han realizado diversas simulaciones, variando las horas de generación a plena carga de las turbinas de la central hidroeléctrica y tomando diferentes niveles iniciales del embalse al 15 de Diciembre de 2017. Como se describió anteriormente, en este escenario se analiza para cada combinación, la garantía de suministro resultante durante el Segundo Año de operación (del 15 de Diciembre de 2017 al 14 de Diciembre del 2018). Luego, para cada corrida se ha determinado el número de fallas que se producen en dicho periodo y la correspondiente garantía de suministro, obteniendo de este modo una tabla que permite visualizar los valores de esta última, en función a las extracciones de agua del embalse y al volumen al inicio del segundo año (Tabla 9.2).

Es importante indicar, que el rango de volúmenes asumido en la Tabla 9.2 toma en cuenta los volúmenes resultantes del ejemplo descrito en la sección anterior.

Tabla N° 9.2: Segundo Año de Operación. Garantía de Suministro en Función del Volumen Inicial del Embalse y las Horas de Funcionamiento a Plena Carga de las Turbinas de la Central Hidroeléctrica

Volumen Inicial Embalse	Horas Plena Carga despues de Pruebas								
14 Diciembre 2017 (Hm3)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
21.00	91.48	91.24	91.01	90.03	87.37	82.68	75.69	69.01	62.38
25.00	93.15	93.00	92.84	92.54	90.45	87.68	81.28	75.50	68.88
30.00	95.86	95.62	95.48	95.10	94.40	92.23	88.39	82.40	76.56
32.40	99.61	99.42	99.16	98.58	98.17	95.95	93.12	86.76	81.20
40.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.85	98.27	95.71	90.54
45.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.22	97.74	93.89
50.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.94	98.64	96.73
55.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.56	98.22
58.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.85	98.67
60.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.99	99.90
69.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.98
Q para Agua Potable (m3/s)	0.31	0.46	0.61	0.92	1.23	1.53	1.84	2.14	2.45

Los valores mostrados en la Tabla 9.2, permiten realizar los siguientes comentarios:

- El rango de volúmenes iniciales del embalse ha sido adoptado en función a los resultados de la corrida del ejemplo descrito para el análisis del proceso del Primer Llenado del embalse.
- Para mantener (exigir) una garantía de suministro durante el segundo año de al menos 95%, el volumen inicial del embalse tendría que ser de al menos 30 millones de m³, en cuyo caso se podría generar el segundo año hasta 1.5 horas a plena carga con las 3 turbinas, lo que permitiría disponer de un caudal de 920 L/S para agua potable.
- Con un volumen inicial de 40.0 millones de m³, se podría generar hasta más de 3.5 horas a plena carga con las 3 turbinas, y producir un caudal promedio equivalente a cerca de 2140 L/S para agua potable.
- Del mismo modo se observa que, la situación es aún más favorable, si el volumen inicial del embalse el 15 de Diciembre de 2017 es mayor que 40.0 millones de m³.

Por otro lado, para una planificación adecuada de los niveles de extracción durante el segundo año, se deben tomar en cuenta los hallazgos que se describen en la siguiente sección.

9.3.3 Operación de Mediano y Largo Plazo (a partir del tercer año de operación)

Como se indicó en la sección 9.2, en el mediano y largo plazo, a partir del tercer año de operación, se realiza la simulación tomando como extracciones a maximizar las demandas de agua potable y riego y considerando que la generación de electricidad (número de horas de generación a plena carga de cada turbina), se realizará en función a los caudales disponibles de dichas demandas maximizadas. Para las simulaciones, se utiliza la serie Híbrida de caudales de ingreso al embalse, disponible en el periodo Agosto 1967 – Julio 2016.

Como condición inicial del embalse, se toma un volumen de 107.0 millones de m³, que corresponde aproximadamente al volumen promedio del mes de agosto (y corresponde a un nivel promedio del espejo de agua de 3754.77 msnm).

En este escenario, para lograr una garantía de suministro del 95%, solamente se permite que el embalse falle 894 veces durante todo el periodo de simulación.

La Tabla 9.3 muestra los niveles de garantía de suministro que se obtienen para cada combinación de las extracciones del embalse para agua potable y riego.

Tabla N° 9.3: Operación de Mediano y Largo Plazo del Embalse. Garantía de Suministro en Función de las Combinaciones de Extracciones de Agua Potable y Riego Indicadas

Agua Potable (m3/s)	Q Promedio Annual Riego (m3/s)											
(m3/s)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.20	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.40	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.60	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.80	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
1.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
1.20	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.19
1.40	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.25	98.37	96.99
1.60	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.28	98.37	96.99	95.30	92.71
1.80	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.36	98.36	96.96	95.19	92.55	89.66	86.92
2.00	100.00	100.00	100.00	99.38	98.36	96.96	95.12	92.41	89.44	86.60	83.91	81.48
2.20	100.00	99.42	98.31	96.94	95.05	92.26	89.22	86.28	83.51	80.97	78.77	76.73
2.40	98.29	96.93	94.96	92.11	89.03	85.95	83.05	80.47	78.18	76.16	74.01	71.92
2.60	94.89	91.97	88.79	85.67	82.65	80.07	77.73	75.62	73.39	71.31	69.32	67.65
2.80	88.63	85.41	82.25	79.60	77.23	75.01	72.84	70.73	68.70	66.96	65.30	63.80
3.00	81.91	79.20	76.69	74.44	72.27	70.11	68.10	66.32	64.65	63.19	61.83	60.57

Por otra parte, en la Figura 9.4 se muestran los valores de agua potable y riego, para las combinaciones que reportan una garantía de suministro de 95%, donde se observa que existe una relación lineal y que en todos los casos, la extracción máxima combinada promedio anual es de alrededor de 2.6 m3/s. Esta producción de agua, es adicional a los Caudales Comprometidos para Caudal Ecológico y con Terceros (Comunidades), con lo que la producción total “firme” del sistema (con una garantía de suministro de 95%) sería de cerca de 2.88 m3/s.

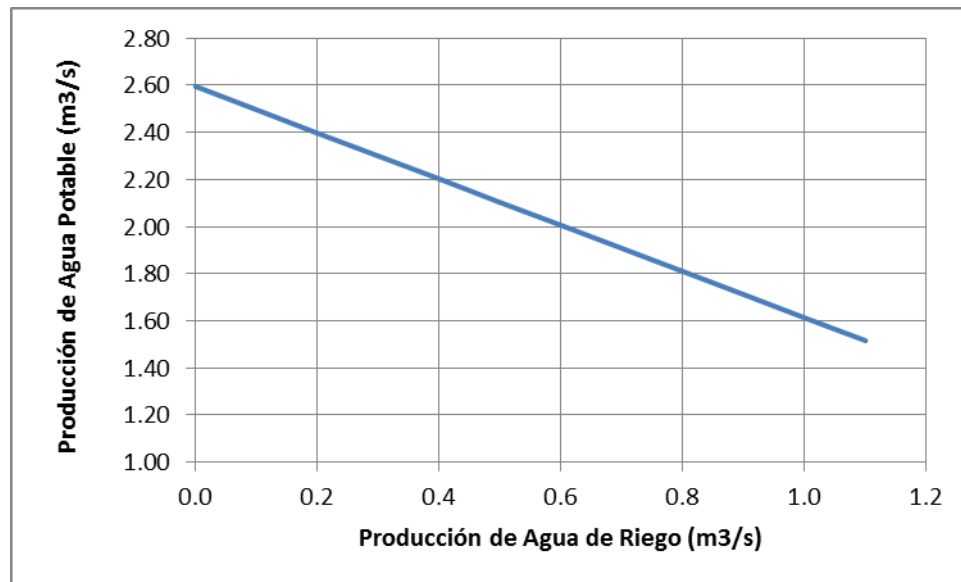


Figura N° 9.4: Producción de Agua Potable y Riego Prevista en el Mediano y Largo Plazo para una Garantía de Suministro de 95%

Para las diferentes combinaciones de caudales extraídos del embalse para agua potable y riego, se ha calculado la extracción total promedio de cada mes, tomando en cuenta la variación mensual unitaria de agua de riego. Luego, para los caudales totales resultantes, se ha calculado el número promedio de horas de generación a plena carga que se podría esperar de las tres turbinas de la central hidroeléctrica. Los resultados se muestran en la Tabla 9.4 incluida abajo.

Se puede observar, que la mayor variación de caudales a nivel mensual se produce para la combinación Riego – Agua Potable = 1.1 – 1.52 m³/s. En este caso, el caudal total mínimo demandado del embalse se presenta el mes de Junio (1.84 m³/s) y el máximo el mes de Septiembre (4.16 m³/s). De manera correspondiente, el número de horas diarias de funcionamiento a plena carga de las tres turbinas de la central para estos caudales, sería de 3.01 en Junio y 6.80 en Septiembre.

Tabla N° 9.4: Operación de Mediano y Largo Plazo del Embalse. Caudal Total de Extracción del Embalse para Agua Potable y Riego y No. de Horas Equivalentes de Funcionamiento de las Tres Turbinas de la Central Hidroeléctrica

CAUDAL MEDIO MENSUAL A SER EXTRAÍDO DEL EMBALSE PARA AGUA POTABLE Y RIEGO (m³/s)														
Q Riego	Q Apot	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DEC	PROM
0.0	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60
0.1	2.50	2.55	2.59	2.59	2.60	2.54	2.53	2.56	2.62	2.74	2.69	2.63	2.53	2.60
0.2	2.40	2.49	2.59	2.59	2.60	2.49	2.46	2.53	2.65	2.88	2.79	2.66	2.46	2.60
0.3	2.30	2.45	2.58	2.59	2.61	2.44	2.39	2.49	2.68	3.02	2.88	2.70	2.40	2.60
0.4	2.20	2.40	2.58	2.59	2.61	2.39	2.32	2.46	2.71	3.17	2.98	2.73	2.33	2.61
0.5	2.10	2.35	2.58	2.59	2.62	2.33	2.25	2.43	2.74	3.31	3.08	2.77	2.27	2.61
0.6	2.01	2.30	2.57	2.59	2.62	2.28	2.18	2.40	2.77	3.45	3.17	2.80	2.20	2.61
0.7	1.91	2.25	2.57	2.59	2.63	2.23	2.12	2.36	2.80	3.59	3.27	2.84	2.14	2.61
0.8	1.81	2.20	2.57	2.59	2.63	2.18	2.05	2.33	2.83	3.73	3.37	2.87	2.07	2.62
0.9	1.71	2.15	2.56	2.59	2.64	2.13	1.98	2.30	2.86	3.88	3.46	2.90	2.00	2.62
1.0	1.61	2.10	2.56	2.59	2.64	2.07	1.91	2.26	2.88	4.02	3.56	2.94	1.94	2.62
1.1	1.52	2.05	2.56	2.59	2.65	2.02	1.84	2.23	2.91	4.16	3.66	2.97	1.87	2.63
NO. DE HORAS DIARIAS DE FUNCIONAMIENTO A PLENA CARGA DE LAS 3 TURBINAS DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA														
Q Riego	Q Apot	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DEC	PROM
0.0	2.60	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24
0.1	2.50	4.16	4.23	4.24	4.24	4.15	4.13	4.18	4.28	4.47	4.39	4.29	4.13	4.24
0.2	2.40	4.07	4.22	4.23	4.25	4.06	4.01	4.13	4.33	4.70	4.55	4.35	4.02	4.24
0.3	2.30	3.99	4.22	4.23	4.26	3.98	3.90	4.07	4.38	4.93	4.71	4.40	3.91	4.25
0.4	2.20	3.91	4.21	4.23	4.27	3.90	3.79	4.02	4.43	5.17	4.87	4.46	3.81	4.26
0.5	2.10	3.83	4.21	4.23	4.27	3.81	3.68	3.96	4.47	5.40	5.02	4.51	3.70	4.26
0.6	2.01	3.75	4.20	4.23	4.28	3.73	3.57	3.91	4.52	5.63	5.18	4.57	3.59	4.26
0.7	1.91	3.67	4.20	4.23	4.29	3.64	3.45	3.86	4.57	5.86	5.34	4.63	3.49	4.27
0.8	1.81	3.59	4.19	4.23	4.30	3.56	3.34	3.80	4.61	6.10	5.50	4.68	3.38	4.27
0.9	1.71	3.51	4.19	4.22	4.30	3.47	3.23	3.75	4.66	6.33	5.65	4.74	3.27	4.28
1.0	1.61	3.43	4.18	4.22	4.31	3.38	3.12	3.69	4.71	6.56	5.81	4.80	3.16	4.28
1.1	1.52	3.35	4.17	4.22	4.32	3.30	3.01	3.64	4.76	6.80	5.97	4.85	3.06	4.29

Por otro lado, a manera de ilustración, en la Figura 9.5 se muestra la curva de niveles del embalse durante algunos años, para una producción combinada de Agua Potable de 2.006 m³/s y 0.6 m³/s para riego (que cuenta con una garantía de suministro de 95%). Es interesante observar en dichas curvas los siguientes aspectos relevantes:

- Todos los años, los niveles bajan hasta fines de diciembre y suben notablemente en el periodo enero a marzo.
- Los años 73/74 y 74/75, el embalse alcanza el Nivel Mínimo de Operación (es decir que falla). Situación que se mantiene el año 73/74 durante casi 4 meses (Septiembre a Diciembre).
- Por otro lado, el año 86/87, el embalse llega incluso a rebalsar durante los meses de Marzo y Abril y vuelve a rebalsar el año 87/88.

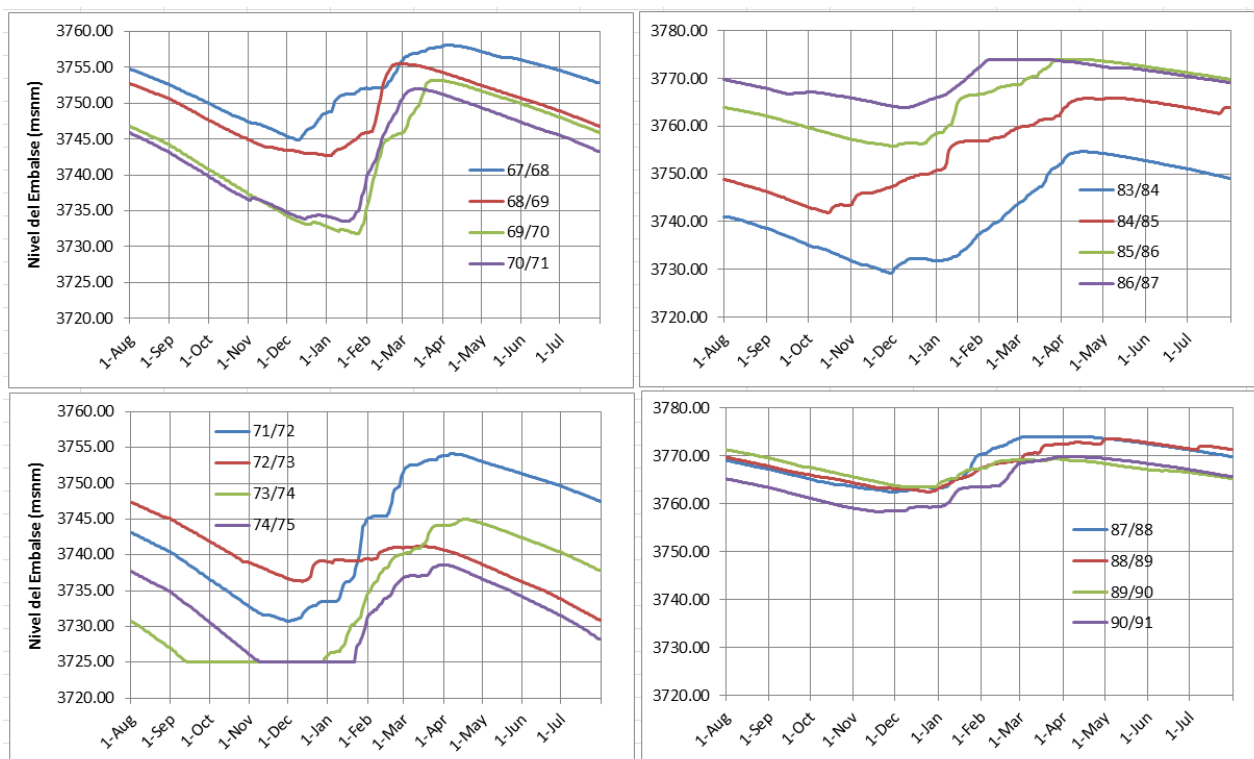


Figura N° 9.5: Curvas de Niveles del Embalse para los Años Mostrados, Considerando una Producción de Agua Potable de 2.006 m³/s y Riego (0.6 m³/s), en el Mediano y Largo Plazo para una Garantía de Suministro de 95%

Finalmente, también a manera de ilustración y para la misma combinación de producción de Agua Potable y Riego, en la Figura 9.6 se muestran las curvas de duración de niveles a nivel mensual y anual.

En dichas curvas se observa claramente que los meses más críticos (niveles mínimos del embalse) corresponden a Noviembre y Diciembre.

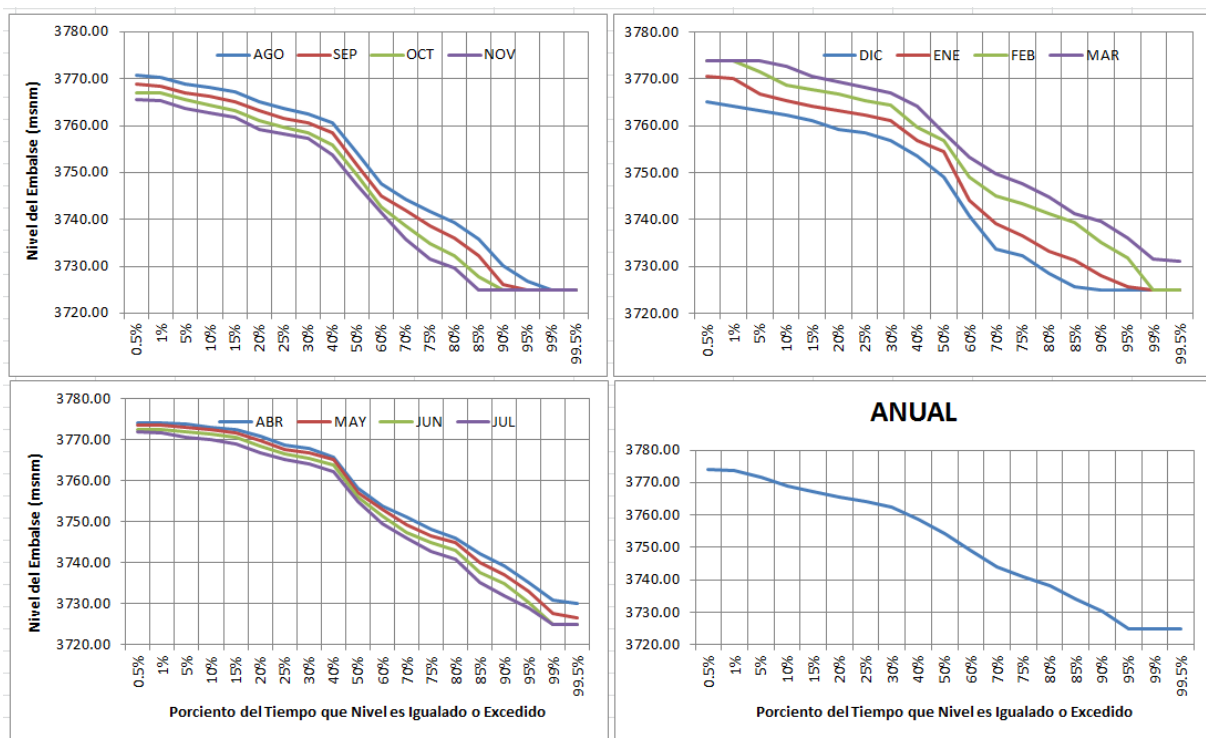


Figura N° 9.6: Curvas de Duración de Niveles del Embalse a Nivel Mensual y Anual, Considerando una Producción de Agua Potable de 2.006 m³/s y Riego (0.6 m³/s), en el Mediano y Largo Plazo para una Garantía de Suministro de 95 %

10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 CONCLUSIONES

De acuerdo a lo establecido en el Contrato entre la Empresa Misicuni y el Consultor, la presente consultoría tiene como objetivo general realizar un análisis hidrológico del proceso de inicio de operación del embalse del Proyecto Misicuni.

Para el efecto, se han planteado dos tareas u objetivos específicos, consistentes en:

- 1. Actualizar el estudio hidrológico básico, con el objeto de obtener una serie actualizada de caudales medios diarios de ingreso al embalse, en el periodo 67/68 – 15/16
- 2. Utilizando la serie generada de caudales y otras variables que hacen a la operación del embalse, realizar la simulación de la operación del embalse (a nivel diario), considerando

diferentes escenarios, tales como al menos: proceso de primer llenado, pruebas de la central hidroeléctrica y operación normal

Es importante indicar, que los análisis se circunscriben al esquema de obras de la fase del proyecto en actual proceso de conclusión y pronta entrada en operación, por lo que no incluyen consideración alguna sobre el aprovechamiento y operación de las futuras aducciones de las cuencas de Viscachas y Putucuni.

En este contexto, se pueden plantear las siguientes conclusiones como resultado de este estudio.

En cuanto al Objetivo Específico 1

Se ha realizado un procesamiento exhaustivo de la información histórica disponible de precipitaciones y caudales en la cuenca y, a través de un proceso de calibración y ajuste del modelo HEC-HMS Versión 4.2 de Agosto de 2016 del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, se han logrado establecer series de caudales medios diarios en Bocatoma y Sivingani, para el periodo Agosto 1967 – Julio 2016. Luego, tomando en cuenta los registros de caudales medidos en Sivingani en los diferentes periodos y los caudales captados en Bocatoma desde el año 2006 en el marco del Plan Inmediato, se ha establecido una serie “Híbrida” de caudales de ingreso al embalse en dicho periodo, que se considera como la serie más representativa, actualizada y confiable para fines de los análisis de operación del embalse y la planificación de la explotación y producción de agua para los diferentes usos.

- A nivel de la cuenca de aporte al embalse, la precipitación anual promedio estimada, considerando el año hidrológico definido entre los meses de Agosto y Julio, es de 775 mm, variando entre un mínimo de 519.6 mm y un máximo de 997.9 mm.
- La serie elegida de caudales medios diarios, tiene un promedio anual de 2.82 m³/s, con un caudal mínimo diario de 0.2 m³/s y un máximo medio diario de 96.09 m³/s.

- Por su parte, a nivel mensual, los caudales promedio varían entre 0.48 m³/s en Agosto y 8.22 m³/s en Enero. Los caudales mínimos medios mensuales alcanzan los 0.2 m³/s en los meses del estiaje, y los máximos llegan a 20.66 m³/s en Diciembre (de 1993).

En cuanto al Objetivo Específico 2

Para fines de la simulación de la operación del embalse, se ha desarrollado un modelo de operación diaria en base a una planilla EXCEL, que simula el balance hídrico del embalse, utilizando como insumo principal, los aportes establecidos en la serie Híbrida de caudales generados de aporte al embalse para el periodo Agosto 1967 – Julio 2016.

Se ha realizado el análisis de los siguientes casos o escenarios de simulación, cuyas características, condiciones de borde y funciones objetivo fueron descritos en detalle en las secciones pertinentes:

- a) Proceso de Inicio de Operación del Embalse (Primer Llenado usando los aportes de la época de lluvias 2016 – 2017);
- b) Situación durante el Segundo Año de Operación (que incluye los aportes de la época de lluvias 2017 – 2018) y;
- c) Operación de Mediano y Largo Plazo (a partir del tercer año de operación).

Es importante aclarar que para los dos primeros casos (a) y b)), no se ha considerado el suministro de agua de riego, es decir, que se asume que se empezará con la entrega de caudales para este fin recién a partir del tercer año de operación (fines de 2018 hacia adelante).

Por otra parte, es importante indicar que los análisis realizados no contemplan el establecimiento de reglas de operación del embalse y sus mecanismos de control, dado que estas se deberán basar en pronósticos de los aportes futuros al embalse y otras consideraciones derivadas del

funcionamiento hidráulico de las obras de aducción y equipos de la central hidroeléctrica (pérdidas hidráulicas en la aducción (túnel, penstock, etc.) en función al nivel del embalse, curvas de rendimiento de turbinas, etc.). Tampoco se realiza un análisis de la operación del embalse de compensación, donde descargarán los caudales turbinados en la central.

Por otro lado, los análisis tampoco incluyen los aspectos operativos (mecanismos de derivación, manejo de compuertas u otros dispositivos) derivados de la necesidad de entrega de agua para cubrir los compromisos con terceros (caudal ecológico y dotación a comunarios del sector de Calio – Molle Molle), ni las entregas de agua a SEMAPA mientras dure el proceso del primer llenado del embalse hasta antes de la presurización del túnel y funcionamiento de la central hidroeléctrica.

Para cada caso o escenario de simulación (casos a), b) y c) mencionados arriba), el modelo de simulación diario ha sido adaptado específicamente, según lo descrito en el Capítulo 9, para tomar en cuenta las condiciones de borde correspondientes y otras particularidades respecto a la producción de agua, fechas de las pruebas programadas por ENDE de las turbinas de la central hidroeléctrica y otros detalles inherentes a cada escenario.

Los resultados de la simulación para cada escenario, reportan una gama de combinaciones, en función a la garantía de suministro (o nivel de seguridad de la producción especificada. Los resultados principales hallados se resumen a continuación.

Proceso de Inicio de Operación del Embalse (Primer Llenado usando los aportes de la época de lluvias 2016 – 2017):

- El Consultor ha tomado, en consenso con la Empresa Misicuni, el 15 de Diciembre de 2016 como fecha efectiva de inicio de acumulación de agua en el embalse, partiendo con

un volumen acumulado ese día de 500.000 m³. Es claro que si esta fecha se atrasa, los resultados en cuanto a la producción de agua podrían disminuir.

- Bajo esta premisa, para mantener (exigir) una garantía de suministro de al menos 95%, solamente es posible realizar extracciones del embalse para realizar las pruebas programadas por ENDE a partir del 27 de Abril de 2017, en tanto que no sería posible entregar agua potable hasta dicha fecha.
- Si resultara aceptable asumir un nivel de garantía menor, por ejemplo de al menos 90%, entonces se tienen diversas posibles combinaciones que resultan en diferentes niveles de explotación. Así por ejemplo, si se decide suministrar 400 L/S de agua potable desde el principio (15 de Diciembre de 2016), se podría generar hasta 1 hora a plena carga por día en cada turbina hasta el final del año. Esto implica, que ENDE tendría que programar la operación de por ejemplo 1 sola turbina cada día durante 3 horas una vez concluidas las pruebas correspondientes.

Situación durante el Segundo Año de Operación (que incluye los aportes de la época de lluvias 2017 – 2018):

- Durante el segundo año de operación, aún n se contempla la entrega de agua para riego.
- En este sentido, los volúmenes de agua que se pueden entregar de manera segura (con al menos 95% de garantía de suministro, dependen del nivel del embalse al 15 de Diciembre de 2017).
- Para mantener (exigir) una garantía de suministro durante el segundo año de al menos 95%, el volumen inicial del embalse tendría que ser de al menos 30 millones de m³, en cuyo caso se podría generar el segundo año hasta 1.5 horas a plena carga con las 3 turbinas, lo que permitiría disponer de un caudal de 920 L/S para agua potable.
- Si el volumen inicial fuera de 40.0 millones de m³, se podría generar hasta más de 3.5 horas a plena carga con las 3 turbinas, y producir un caudal promedio equivalente para agua potable de cerca de 2140 L/S.

Operación de Mediano y Largo Plazo (a partir del tercer año de operación):

En el mediano y largo plazo, a partir del tercer año de operación (2019), se realizó la simulación tomando como extracciones a maximizar las demandas de agua potable y riego y considerando que la generación de electricidad (número de horas de generación a plena carga de cada turbina), se realizará en función a los caudales disponibles de dichas demandas maximizadas.

- Existe una relación lineal entre los posibles valores de producción de agua potable y riego, para las combinaciones que reportan una garantía de suministro de 95%, encontrándose en todos los casos que la extracción máxima combinada promedio anual es de alrededor de 2.6 m³/s.
- Esta producción de agua, es adicional a los Caudales Comprometidos para Caudal Ecológico y con Terceros (Comunidades), con lo que la producción total “firme” del sistema (con una garantía de suministro de 95%) sería de cerca de 2.88 m³/s.
- La mayor variación de caudales a nivel mensual a lo largo del año se produce para la combinación Riego – Agua Potable = 1.1 – 1.52 m³/s. En este caso, el caudal total mínimo demandado del embalse se presenta el mes de Junio (1.84 m³/s) y el máximo el mes de Septiembre (4.16 m³/s).
- Para esta combinación de extracciones, considerando que el agua debe primero pasar por las turbinas de la central hidroeléctrica, el número de horas diarias de funcionamiento a plena carga de las tres turbinas de la central sería de 3.01 en Junio y 6.80 en Septiembre.

10.2 RECOMENDACIONES

Tomando en cuenta el marco establecido en el contrato entre la Empresa Misicuni y el Consultor y en base a los procesos desarrollados y resultados encontrados en este estudio, se pueden establecer las siguientes recomendaciones:

- Se debería realizar el monitoreo continuo de los niveles del embalse desde la fecha efectiva de inicio de acumulación de caudales, llevando una contabilidad sistemática de los registros, al menos a nivel diario.
- Igualmente, para permitir reconstruir el balance hídrico del embalse y los correspondientes caudales de aporte al mismo, se deben controlar todas las variables operativas, tales como niveles del embalse, caudales inmediatamente aguas abajo de la presa en el río Misicuni (provenientes de la extracción para cubrir el caudal ecológico y las eventuales filtraciones desde el embalse y cuerpo de la presa), caudales extraídos para cubrir los compromisos con las comunidades en el sector de Calio y los caudales turbinados en la central hidroeléctrica.
- Igualmente, se debería mantener el monitoreo sistemático de las variables climáticas (precipitación, temperatura, radiación solar, humedad relativa, dirección y velocidad del viento, etc.) en las estaciones climatológicas instaladas en la cuenca y, por lo menos, en la de Sivingani.
- Si bien en este estudio no se ha analizado el componente de sedimentación del embalse, se considera recomendable planificar la ejecución de batimetrías periódicas, al menos una cada 10 años y ajustando la frecuencia en función a los resultados. Por otro lado, no está demás mencionar la necesidad de llevar a cabo de manera permanente un programa de manejo integral de la cuenca de Misicuni, para evitar y controlar eventuales procesos erosivos.

Por otra parte, se considera importante mencionar algunos aspectos que hacen a la operación del sistema, cuyo análisis no forma parte de esta consultoría:

Durante las pruebas de las turbinas y posteriormente, cuando el sistema esté en capacidad de alcanzar su máxima producción, es importante evitar y controlar cualquier desfogue (al río) desde el embalse de compensación, para evitar el riesgo que la “disponibilidad” de agua aguas abajo de dicho embalse genere “derechos” de agua no previstos.

Por otro lado, es evidente, que la Empresa Misicuni y ENDE deberán definir la forma más adecuada de operación del sistema y toma de decisiones cotidianas involucradas, para lograr el máximo aprovechamiento de los aportes de agua hacia el embalse, manteniendo la garantía del suministro de agua potable y riego.

11 BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

EWI, 1984. Asociación Misicuni. Proyecto Múltiple Misicuni. Informe de Optimización. Mayo de 1984. Electrowatt Ingenieros Consultores S.A. Capítulo 2: Datos Hidrológicos Básicos. Citado como EWI, 1984.

Roberto Montoya Polo, 1998. Estudio Hidrológico de la Cuenca del Río Misicuni. Proyecto de Grado Presentado en Cumplimiento Parcial de los Requisitos para Optar al Título de Licenciado en Ingeniería Civil. Universidad Mayor de San Simón (UMSS).

TAMS-INGETEC, 2003. Empresa Misicuni. Estudios y Diseños Complementarios del Proyecto Múltiple Misicuni. Informe de Evaluación. Etapa I. Volumen 1 de 2. Capítulo 6: Hidrología.

Gabriel Nicolás López Gumucio, 2010. Estudio Hidrológico de la Cuenca del Río Misicuni. Proyecto de Grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad Católica Boliviana.

GITEC, TYPESA, Land and Water Bolivia, Aguilar y Asociados, 2013. Planes Maestros Metropolitanos de Agua y Saneamiento de Cochabamba, La Paz y El Alto, Santa Cruz y el Valle Central de Tarija (Bolivia). Apéndice 5.2 del reporte para el Área Metropolitana de Cochabamba: *Evaluación del Impacto como Efecto del Cambio Climático en la Disponibilidad de Recursos Hídricos*.

(USACE, 2016-a.) US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, July 2015 Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Quick Start Guide (Guía Rápida de Usuario). Version 4.1

(USACE, 2016-b.) US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, July 2015 Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Users Manual (Manual del Usuario). Version 4.1

(USACE, 2016-c.) US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, March, 2015 Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Applications Guide (Guía de Aplicaciones)

(USACE, 2002) US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, March 2002

Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Technical Reference Guide (Guía de Referencia Técnica)

(USACE, 1971) US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, February 1971 Generalized Computer Program. HEC-4 Monthly Streamflow Simulation.