

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SEDE RODRIGO FACIO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

TESIS DE GRADO

**ANÁLISIS Y SOLUCIONES A PROBLEMAS DE
INUNDACIONES EN EL CANTÓN DE
OREAMUNO, CARTAGO.**

TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN PARA OPTAR EL GRADO DE
LICENCIATURA EN INGENIERÍA AGRÍCOLA

JORGE CHINCHILLA DANNENBERGER

DICIEMBRE, 2016

**ANÁLISIS Y SOLUCIONES A PROBLEMAS DE INUNDACIONES EN EL
CANTÓN DE OREAMUNO, CARTAGO.**

Este trabajo final de graduación tesis fue sometido a revisión por la Comisión de Trabajos Finales de Graduación de la Escuela de Ingeniería Agrícola de la Universidad de Costa Rica, como requisito para optar al grado de Licenciatura en Ingeniería Agrícola.

Jorge Chinchilla Dannenberger
Sustentante

Aprobado por el Tribunal Examinador:

Ing. Ricardo Radulovich, Ph.D.
Presidente, Tribunal Examinador

Ing. Alejandra Rojas, Ph.D.
Directora de Tesis

Ing. Georges Govaere, Ph.D.
Miembro lector

Ing. Robert Odell, Ph.D.
Miembro lector

Ing. Rafael Oreamuno Vega, Lic.
Miembro Tribunal Examinador

Dedicatoria

A mis padres Iván Chinchilla Vargas y Grace Dannenberger Álvarez.

Por motivarme siempre con su ejemplo de gente
trabajadora, tenaz y responsable.

Agradecimientos

Primero quiero agradecer a mi esposa Andrea Sánchez Rudín por apoyarme continuamente a seguir adelante con esta investigación hasta el final.

También deseo agradecer a mi directora de tesis la Ing. Alejandra Rojas a quien agradezco por su tiempo y dedicación durante todo el tiempo que tomó el desarrollo de este proyecto.

A la Ing. Beatriz Molina del MAG de Pacayas por su importantísimo papel dentro del desarrollo de este material, por todo su tiempo y ayuda brindada.

Al Ing. Georges Govaere por su valiosa guía en el desarrollo de esta investigación, a todo el tiempo brindado durante todo el proceso de la investigación.

También quiero agradecer al Ing. Gustavo Lara por su ayuda con los levantamientos topográficos necesarios en esta investigación.

A la Municipalidad de Oreamuno por brindar su ayuda e información disponible sobre la problemática abordada en este material.

A todos los vecinos colaboradores de Oreamuno tanto para levantamiento topográfico en la comunidad de Cipreses como en las pruebas de infiltración dentro de sus fincas.

Al Ing. Robert Odell por su extraordinaria dedicación, ayuda y guía en el desarrollo del material, así como todas sus valiosas sugerencias.

Al Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) y al Instituto Meteorológico Nacional (IMN) por la colaboración con los datos brindados.

Finalmente a la Universidad de Costa Rica y a la Escuela de Ingeniería Agrícola por toda la ayuda brindada tanto en mi formación como durante el proceso de desarrollo de esta investigación.

Índice

Contenido

Índice	iv
Índice de Figuras	viii
Índice de Cuadros	xi
Índice de Apéndice	xiii
Resumen.....	xiv
Capítulo 1. Introducción	1
1.1 Justificación.....	1
1.2 Problema específico	2
1.3 Importancia	2
1.4 Antecedentes teóricos y prácticos del problema	3
1.5 Alcances	3
1.6 Objetivo general	3
1.7 Objetivos específicos	3
1.8 Limitaciones hidrológicas	4
1.9 Limitaciones hidráulicas	5
2 Capítulo 2. Marco teórico.....	6
2.1 Ciclo hidrológico.....	6
2.2 Modelación hidrológica HEC-HMS	7
2.3 Modelo de la cuenca.....	8
2.4 Pérdidas (Abstracciones).....	9
2.4.1 Método NRCS par abstracciones de lluvia	9
2.5 Intensidad (tiempo concentración).....	13

2.5.1	Velocidad promedio del NRCS	14
2.6	Precipitación.....	17
2.6.2	Curvas intensidad, duración y frecuencia de lluvia (IDF).....	19
2.6.3	Lluvia de Diseño	20
2.7	Estructuras para el control de crecientes de diseño.....	21
2.7.1	Estructuras para el control de crecientes de diseño: Embalses.....	21
2.7.2	Estructuras para el control de crecientes de diseño: Alcantarillas.....	23
2.8	Hidráulica de alcantarillas.....	26
2.8.1	Condiciones de flujo	27
2.8.2	Tipos de flujo de control	28
2.8.3	Condiciones de entrada.....	29
2.8.4	Condiciones de salida	30
2.8.5	Velocidad de salida.....	31
2.8.6	Aplicaciones de software para el diseño.....	31
2.8.7	Tipos de flujo según USGS para HY-8	32
2.8.8	Alcantarillas y embalses	32
3	Capítulo 3. Metodología	34
4	Capítulo 4. Modelo hidrológico.....	37
4.1	Descripción de las zonas con interés hidrológico.	37
4.1.1	Cipreses.....	39
4.1.2	Oratorio.....	41
4.1.3	Chayotillo.....	43
4.2	Características climáticas	45
4.3	Análisis hidrológico	47

4.3.1	Delimitación y características morfométricas de las cuencas.....	48
4.3.2	Datos de precipitación y lluvia de diseño	54
4.3.3	Modelo de simulación de pérdidas por escorrentía	59
4.3.4	Tiempo de concentración (t_c).....	62
4.3.5	Corroboración del modelo	63
4.4	Resultados del análisis hidrológico.....	68
5	Capítulo 5. Modelación de la Situación Actual	71
5.1	Zona de Cipreses	71
5.1.1	Características generales.....	71
5.1.2	Alcantarilla, cuenca Cipreses.....	73
5.1.3	Embalse, cuenca Cipreses.....	74
5.1.4	Modelación hidráulica, cuenca Cipreses.	75
5.2	Zona Chayotillo.....	77
5.2.1	Características generales.....	77
5.2.2	Alcantarilla, cuenca Chayotillo.....	79
5.3	Zona Oratorio	80
5.3.1	Características generales.....	80
5.3.2	Alcantarilla, cuenca Oratorio	82
5.3.3	Modelación hidráulica, cuenca Oratorio.....	83
6	Capítulo 6. Escenarios propuestos	86
6.1	Zona de Cipreses.....	87
6.1.1	Aumento alcantarilla, cuenca Cipreses.....	87
6.1.2	Aumento almacenamiento, cuenca Cipreses	91
6.1.3	Embalse, cuenca Cipreses.....	94

6.2	Zona Oratorio	101
6.2.1	Aumento alcantarilla zona de la Iglesia, cuenca Oratorio.	101
6.2.2	Alcantarilla (Canal), cuenca Oratorio.	105
6.2.3	Embalse, cuenca Oratorio.	109
7	Capítulo 7. Conclusiones	114
7.1	Recomendaciones.....	116
8	Capítulo 8. Referencias bibliográficas.....	117
	Apéndices.....	121
	Apéndice 1.Datos de lluvia máxima. Estación Sanatorio Durán.	121
	Apéndice 2. Cantidad & Intensidad Máxima Anual de Lluvia (mm) para Varios Intervalos de Tiempo. Estación Sanatorio Durán.	122
	Apéndice 3. Láminas de diseño y curva de ajuste para Sanatorio Durán.	126
	Apéndice 4. Tiempo Datos de lluvia cada 5 minutos. Estación Sanatorio Durán.	127
	Apéndice 5. Tipos de suelo.....	128
	Apéndice 6. Usos del suelo. Método de número de curva.	131
	Apéndice 7. Tiempos de concentración.....	132
	Apéndice 8. Cálculos hidrológicos.....	144
	Apéndice 9. Cálculos hidráulicos.....	158
	Apéndice 10. Perfiles y n Manning para Chayotillo.....	170
	Apéndice 11. Hidráulica de alcantarillas.....	177

Índice de Figuras

Figura 2-1. Ciclo hidrológico. Fuente: IDEAM (2010)	6
Figura 2-2. Relación entre precipitación y escorrentía para el método de abstracciones del NRCS (USDA-SCS, 1964).....	11
Figura 2-3. Efecto del almacenamiento en un hidrograma de flujo. (Shall, 2011).....	22
Figura 2-4. Representación esquemática del área de encharcamiento (Chow, 1994).....	23
Figura 2-5. Tipos de flujo de control de entrada. (Shall, 2012)	29
Figura 2-6. Típicas condiciones de flujo de control de salida. (Shall, 2012)	30
Figura 2-7. Hidrograma de caudal de entrada y salida en un embalse.	32
Figura 3-1. Esquema de la metodología.	36
Figura 4-1. Localización de los puntos de interés hidrológico.	38
Figura 4-2. Área de inundación de Cipreses y construcciones sobre línea de drenaje al fondo (izquierda). Misma zona inundada (derecha).	39
Figura 4-3. Localización de la depresión (arriba), vista aguas arriba de la quebrada Cipreses (medio) y vista aguas abajo de la quebrada Cipreses (abajo).....	40
Figura 4-4. Patrón de escorrentía en Oratorio	41
Figura 4-5. Zona de inundación de Oratorio (Iglesia).	42
Figura 4-6. Salida del canal de desvío de aguas de Oratorio.	42
Figura 4-7. Zona de salida de la alcantarilla de Oratorio (Iglesia)	43
Figura 4-8. Patrón de escorrentía en Chayotillo.	44
Figura 4-9. Alcantarilla a nivel de la entrada (izquierda), Alcantarilla a la salida (centro), Tramo de la quebrada con problema de socavación (derecha) de Chayotillo.....	44
Figura 4-10. Canal natural en a la salida del canal de concreto, Chayotillo	45
Figura 4-11. Distribución de las zonas climáticas en el área de estudio.....	46
Figura 4-12. Comportamiento de la temperatura mensual de la estación 73132-Pacayas. Fuente: ICE, 2015	47
Figura 4-13. Cuencas analizadas hidrológicamente y modelo de elevación digital	49
Figura 4-14. Mapa de porcentaje de pendientes del área de estudio.....	51
Figura 4-15. Mapa de porcentaje de pendientes del área de estudio.....	53
Figura 4-16. Mapa de polígonos de Thiessen	55
Figura 4-17. Láminas de diseño para diferentes periodos de retorno y duraciones de lluvia, estación 73011- Sanatorio Durán.	58
Figura 4-18. Clasificación de suelos por orden del área de estudio.	60
Figura 4-19. Toma de pantalla de video de inundación de Cipreses.	64
Figura 4-20. Lluvia acumulada de los cinco días antes del evento de inundación.....	65

Figura 4-21. Comportamiento hidráulico de zona de inundación en Cipreses bajo la tormenta real para la validación del modelo.	67
Figura 4-22. Caudales simulados condición actual para periodos de retorno (5, 10, 25 y 50 años).....	70
Figura 5-1. Ubicación punto de control cuenca Cipreses.	72
Figura 5-2. Perfil de alcantarilla actual de Cipreses.	74
Figura 5-3. Gráfica de almacenamiento del embalse en función del nivel de agua para Cipreses.	75
Figura 5-4. Gráfica de comportamiento hidráulico de.....	76
Figura 5-5. Ubicación punto de control cuenca Cipreses.	78
Figura 5-6. Corte de perfil para un periodo de retorno de 5 años en Chayotillo.	79
Figura 5-7. Corte de perfil para un periodo de retorno de 25 años en Chayotillo.	80
Figura 5-8. Ubicación punto de control cuenca Oratorio.....	81
Figura 5-9. Curva de rendimiento de la alcantarilla de Oratorio.	82
Figura 5-10. Gráfica de almacenamiento de zona inundación aguas arriba Oratorio (Iglesia).	83
Figura 5-11. Gráfica de comportamiento hidráulico de Oratorio Iglesia para 25 años de periodo de retorno	84
Figura 6-1. Curva de rendimiento de la alcantarilla aumentada propuesta para Cipreses.	87
Figura 6-2. Perfil hidráulico de alcantarilla aumentada propuesta para Cipreses.....	88
Figura 6-3. Ubicación alcantarilla Cipreses.....	90
Figura 6-4. Gráfica de almacenamiento del embalse aumentando en función del nivel de agua para Cipreses.....	91
Figura 6-5. Ubicación alcantarilla y desagües propuestos para Cipreses.	92
Figura 6-6. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica Solución 2, Cipreses.	94
Figura 6-7. Embalse propuesto para la cuenca de Cipreses.	95
Figura 6-8. Ubicación del embalse extra propuesto para Cipreses.	96
Figura 6-9. Gráfica de almacenamiento embalse artificial de 1Ha, en función del nivel de agua para Cipreses.....	97
Figura 6-10. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica Solución 3 para el embalse artificial, Cipreses.....	98
Figura 6-11. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica para la alcantarilla de Cipreses. Solución 3, Cipreses.....	100
Figura 6-12. Ubicación alcantarilla Oratorio (Iglesia).	102
Figura 6-13. Perfil hidráulico de alcantarilla Solución 1, Oratorio (Iglesia).	103
Figura 6-14. Curva de rendimiento para la alcantarilla aumentada propuesta para la cuenca de Oratorio (Iglesia).....	104
Figura 6-15. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica Solución 1, Oratorio (Iglesia).	105

Figura 6-16. Perfil hidráulico de alcantarilla propuesta, Oratorio (Canal).	106
Figura 6-17. Ubicación sugerida de la alcantarilla para la cuenca de Oratorio (Canal).	107
Figura 6-18. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica Solución 1, Oratorio (Canal).	108
Figura 6-19. Ubicación del embalse artificial propuesto en Oratorio.	109
Figura 6-20. Diagrama del embalse artificial propuesto para Oratorio.	110
Figura 6-21. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica para el embalse artificial de Oratorio (Canal).	112

Índice de Cuadros

Cuadro 1-1. Emergencias producto de inundaciones en el Cantón de Oreamuno	1
Cuadro 2-1. Modelos matemáticos de abstracciones de HEC-HMS.	10
Cuadro 2-2. Tipos de suelos para el método NRCS de abstracciones (Muñoz & Ritter, 2005).....	13
Cuadro 2-3. Números de curva para diferentes tipos y usos del suelo (USDA, 1986)	14
Cuadro 2-4. Coeficientes de rugosidad de Manning para flujo laminar ⁴	15
Cuadro 2-5. Coeficiente de rugosidad de Manning según la superficie del canal abierto	17
Cuadro 2-6. Periodo de retorno de diseño recomendado, para estructuras menores.....	19
Cuadro 2-7. Intensidades de precipitación máxima (mm/h) por duración de periodo de retorno la estación 73-22 en Pacayas, Cartago. IMN (Rojas, 2011).....	20
Cuadro 2-8. Requerimientos para el diseño de alcantarilla.....	26
Cuadro 3-1. Fuente de datos recibidos.	34
Cuadro 4-1. Características físicas de las cuencas en estudio.....	50
Cuadro 4-2. Características físicas de las subcuencas.....	52
Cuadro 4-3. Precipitación máxima para diferentes duraciones de lluvia en la estación de 73011- Sanatorio Durán. Fuente ICE.....	56
Cuadro 4-4. Valores de precipitación máxima anual,	57
Cuadro 4-5. Análisis de frecuencia de las estaciones de Sanatorio Durán	58
Cuadro 4-6. Números de curva para usos de suelo en el área de estudio.	61
Cuadro 4-7. Áreas y números de curva ponderado.....	62
Cuadro 4-8. Tiempos de concentración.	63
Cuadro 4-9. Resultados de modelación hidrológica con la tormenta de ajuste.....	66
Cuadro 4-10. Resultados de modelación hidrológica.	69
Cuadro 5-1. Características de la alcantarilla Cipreses.	73
Cuadro 5-2. Características del modelo Sitio: Cipreses	77
Cuadro 5-3. Dimensiones alcantarilla Oratorio (Iglesia).....	82
Cuadro 5-4. Características del modelo Sitio: Oratorio Iglesia	85
Cuadro 6-1. Dimensiones alcantarilla Solución 1, Cipreses.	89
Cuadro 6-2. Dimensiones alcantarilla Solución 2, Cipreses.	93
Cuadro 6-3. Dimensiones alcantarilla embalse artificial, Solución 3, Cipreses.	97
Cuadro 6-4. Dimensiones alcantarilla Solución 3, Cipreses.	99
Cuadro 6-5. Dimensiones alcantarilla Solución 1, Oratorio (Iglesia).....	101

Cuadro 6-6. Dimensiones alcantarilla propuesta, Oratorio (Canal)	108
Cuadro 6-7. Dimensiones alcantarilla propuesta para el embalse artificial Oratorio (Canal)	111
Cuadro 6-8. Dimensiones ajustadas de la alcantarilla propuesta para Oratorio (Canal)	112

Índice de Apéndice

Apéndice 1. Datos de lluvia máxima. Estación Sanatorio Durán.	121
Apéndice 2. Cantidad & Intensidad Máxima Anual de Lluvia (mm) para Varios Intervalos de Tiempo. Estación Sanatorio Durán.	122
Apéndice 3. Láminas de diseño y curva de ajuste para Sanatorio Durán.	126
Apéndice 4. Tiempo Datos de lluvia cada 5 minutos. Estación Sanatorio Durán.	127
Apéndice 5. Tipos de suelo.	128
Apéndice 6. Usos del suelo. Método de número de curva.	131
Apéndice 7. Tiempos de concentración.	132
Apéndice 8. Cálculos hidrológicos.	144
Apéndice 9. Cálculos hidráulicos.	158
Apéndice 10. Perfiles y n Manning para Chayotillo.	170
Apéndice 11. Hidráulica de alcantarillas.	177

Resumen

El desarrollo acelerado y ausente de planes reguladores en las municipalidades que tomen en cuenta las implicaciones del cambio de uso de suelo, aumentan las tasas de escurrimiento sobre el terreno, generando como resultado problemas de inundación en zonas pobladas dentro de áreas rurales en el cantón de Oreamuno, donde antes estos eventos no se daban.

Esta investigación ofrece un cálculo cuantitativo, mediante una modelación hidrológica que permite la estimación de los escenarios extremos de precipitación, los cuales sirven como base para modelaciones hidráulicas que permiten calcular la capacidad de la infraestructura existente para contener y canalizar este tipo de eventos máximos de precipitación. Con estos cálculos se confirma las limitaciones existentes de infraestructura que dan como resultado los problemas en los periodos lluviosos.

Una vez calculadas las lluvias máximas se modelada la infraestructura existente.

Esta investigación ofrece soluciones que responden a los eventos extremos, brindando opciones que se adapten a las limitaciones y ventajas geomorfológicas de la zona, pero que puedan reducir la problemática vigente.

Se calcularon los caudales picos generados para periodos de retorno de 5, 10, 25 y 50 años para las cuencas de Cipreses, Oratorio y Chayotillo y se muestran las limitaciones de la infraestructura hidráulica vigente ante estas precipitaciones. Se calculan las dimensiones necesarias de infraestructura hidráulica para estos eventos y se presentan alternativas accesibles como embalses de retención y disminución de caudales picos en áreas de uso agrícola sin perder su funcionalidad para un periodo de retorno de 50 años.

Capítulo 1. Introducción

1.1 Justificación

El cantón de Oreamuno se ve amenazado año tras año por diversos fenómenos naturales y muchos de estos se han intensificado por la intervención del hombre. La zona se ha visto afectada por deslizamientos, actividad sísmica y volcánica, un mal manejo de aguas servidas y de desechos sólidos, así como un gran incremento de inundaciones debido a la ocupación de planicies de inundación, el desarrollo humano de manera desordenada y sin planificación (Fallas, 2010).

Las inundaciones en este cantón han provocado una gran cantidad de familias evacuadas durante grandes precipitaciones (Cuadro 1-1). Emergencias que se encuentran registradas a lo largo de los años en los diarios más importantes del país.

Cuadro 1-1. Emergencias producto de inundaciones en el Cantón de Oreamuno

Fecha del suceso	Problemas ocasionados	Fuente del evento
Septiembre 1995	Evacuación de 12 familias, un muerto	http://aula111.aulas.rimed.cu/justificacion/los-ciclones-tropicales/afectaciones-importantes-causadas-por-huracanes-e-inundaciones-en-costa-rica/
Octubre 1999	Evacuación de familias	http://www.nacion.com/ln_ee/1999/octubre/17/pais5.html
Junio 2003	Evacuación de 40 familias	http://www.nacion.com/ln_ee/2003/junio/20/pais13.html
Octubre 2003	Inundaciones y deslizamientos	http://www.nacion.com/ln_ee/2003/octubre/07/ultima-cr4.html
Octubre 2008	Crecida de una laguna anegó varias casas. Evacuación 50 familias	http://www.laprensa.hn/mundo/553201-97/costa-rica-en-alerta-por-intensas-lluvias
Noviembre 2010	6 viviendas inundadas.	http://www.micartago.com/index.php?news=2882
Octubre 2011	Inundaciones, evacuación de familias.	http://cnnespanol.cnn.com/2011/10/19/inundaciones-en-centroamerica-reviven-el-fantasma-del-huracan-mitch/

La situación ha llegado a la Sala Constitucional y ésta ha emitido un voto tras los eventos sucedidos en la zona, identificada como Voto 15630-10, con el que se ordena a la Municipalidad del Cantón de Oreamuno adoptar las medidas que sean necesarias dentro del

ejercicio de sus competencias para dar una solución integral y definitiva al problema de inundaciones. Además, zonas donde antes no se manifestaban estos problemas ahora se encuentran presentes y son incluso cada vez más frecuentes. Es así como en diversos puntos del cantón como Paso Ancho, Oratorio, Chayotillo, Cot, Cipreses y Capira existen problemáticas puntuales que necesitan ser atendidas e intervenidas.

1.2 Problema específico

El cantón de Cipreses sufre temporadas de precipitación que provoca excedentes de agua en zonas que generalmente no están afectadas por las inundaciones. Esto provoca desagües naturales que no son apreciables durante temporadas secas. Se ha dado un desarrollo urbano en estas zonas, causando en esos momentos críticos, graves problemas a viviendas y a sus habitantes. La misma situación se da en el poblado de Oratorio causando la inundación de viviendas ubicadas dentro de estas zonas de desagüe. Además el cambio en el uso de los suelos en las partes altas de las cuencas por usanzas que provocan mayor escorrentía son parte del problema.

1.3 Importancia

Mediante una modelación hidrológica e hidráulica es posible estimar el comportamiento de la cuenca ante situaciones extremas y así lograr evaluar las obras existentes diseñadas para contrarrestar los efectos de las inundaciones, así mismo se puede rediseñar o buscar otras medidas que logren disminuir el impacto negativo de estos eventos extremos, sin dejar de lado el efecto que producirá estas propuestas a los lugares vecinos.

Es así como este trabajo de investigación ofrece una solución mediante el uso de la tecnología y la ingeniería para no solo evaluar el comportamiento de las medidas de mitigación vigentes en la zona de Oreamuno, sino que busca entender el porqué de este comportamiento para así ofrecer las soluciones a estas situaciones de inundación sin comprometer más a pueblos cercanos.

1.4 Antecedentes teóricos y prácticos del problema

Existen pocas obras realizadas en el Cantón de Oreamuno en cuanto al control de inundaciones y en cuanto a obras de mitigación. Sin embargo, Fallas (2010) muestra una visión general del cantón. Este autor muestra la problemática general pero desde un punto de vista integral abarcando desde la problemática ambiental hasta amenazas naturales. Se deja en claro la necesidad de realizar una intervención interdisciplinaria en la zona tanto en el desarrollo de un manejo integrado por parte de sus pobladores como en el desarrollo de nuevas obras y medidas para mitigación de daños y problemas que siguen vigentes.

Bermúdez (2011) muestra una solución específica al problema del sistema de alcantarillado del distrito de San Rafael. Además en la zona se han realizado varias intervenciones para tratar de mitigar los efectos de altas escorrentías con la creación de zanjas de desvío de aguas y drenajes. Sin embargo, estas obras no han sido realizadas en base a una investigación o cálculo de caudales máximos, ni modelamientos que ofrezcan una visión cuantitativa de los posibles escenarios pico.

1.5 Alcances

Al realizarse este proyecto se aportará un análisis de la situación actual de la problemática de inundaciones en el poblado de Cipreses, así como una propuesta para realizar las medidas de mitigación a esta problemática y una evaluación del impacto de estas medidas en la zona, aportando un análisis cuantitativo y de diseño.

1.6 Objetivo general

El objetivo general de esta investigación es solucionar los principales problemas de inundación del cantón de Oreamuno mediante modelación hidrológica e hidráulica.

1.7 Objetivos específicos

- I. Investigar la situación actual concerniente a los problemas de inundación de toda el área de estudio.

- II. Modelar hidrológica e hidráulicamente la situación actual en las zonas de inundación.
- III. Corroborar la modelación hidrológica.
- IV. Analizar los escenarios propuestos para contrarrestar los efectos de las inundaciones en las microcuencas con pendientes altas en el área de estudio.

1.8 Limitaciones hidrológicas

Este análisis hidrológico corresponde exclusivamente para la delimitación de la cuenca dada, cualquier problemática de inundación que no se encuentre dentro del área de este estudio a pesar de encontrarse cerca de la zona debe de tener su propio análisis hidrológico.

A continuación se presenta una lista de las limitaciones hidrológicas con respecto a la modelación hidrológica del estudio:

- a) Los efectos climáticos del calentamiento global no son tomados en cuenta para el análisis de esta cuenca.
- b) El mapa de uso de suelos fue generado a partir del proyecto PRU-GAM del año 2010 con una escala de fotografía aérea 1: 25.000 y salida cartográfica vectorial 1:10.000 e imágenes ortogeoreferenciadas del GIS Server (www.snitcr.org) mediante el software ArcGIS 10.
- c) La delimitación de las cuencas se hizo con base en la cartografía 1:1000 y 1:5000 del Instituto Geográfico Nacional de Costa Rica del 2008 y se procedió a generar un modelo de elevación digital con una resolución de 2 m x 2 m.
- d) El análisis es solo para las condiciones de uso dadas, cualquier cambio en el uso del suelo influye en el comportamiento de la modelación.
- e) Los caudales picos se generaron para lluvias con periodos de retorno de 5, 10, 25 y 50 años.
- f) Los caudales picos para cada periodo de retorno se modelaron en el Sistema de Modelado Hidrológico HEC-HMS (por sus siglas en inglés), del Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU.

- g) La tormenta cada cinco minutos del día de inundación analizado para el ajuste del modelo del mes de septiembre de 2010 fue brindada por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE).
- h) Distribución de la lluvia asumida en bloques alternos.

1.9 Limitaciones hidráulicas

A continuación se presenta una lista de las limitaciones hidráulicas con respecto a la modelación hidráulica realizada en este estudio:

- a) Entre las limitaciones existentes se encuentran limitaciones propias del software HY-8 para el análisis hidráulico de alcantarillas.
- b) Los diseños hidráulicos se generan a partir de los periodos de retorno calculados a partir del análisis de lluvias, por lo que las dimensiones de la infraestructura hidráulica están en función del periodo de retorno y el principal criterio para decidir qué periodo de retorno utilizar se basa en una relación entre la capacidad económica para la construcción y el efecto de esta obra en las personas.

Capítulo 2. Marco teórico.

2.1 Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico es el concepto general de la hidrología donde no existe un principio ni un fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua pero no como un ciclo grande sino muchos ciclos interrelacionados de extensión continental, regional y local (Chow, 1994).

La Figura 2-1 muestra esquemáticamente como el agua se evapora de los océanos y de la superficie terrestre para volverse parte de la atmósfera; el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y precipita sobre la superficie terrestre o oceánica; el agua precipitada puede ser interceptada por vegetación, convertirse en flujo superficial sobre el suelo, infiltrarse en él, correr sobre el suelo como flujo subsuperficial y descargar en los ríos como escorrentía superficial. La mayor parte del agua que es interceptada y de escorrentía superficial regresa a la atmósfera mediante la evaporación. El agua infiltrada puede percolar profundamente para recargar el agua subterránea de donde emerge en manantiales o se desliza hacia ríos para formar la escorrentía superficial para finalmente fluir hacia el mar o evaporarse en la atmósfera a medida que el ciclo continúa. (Chow, 1994)

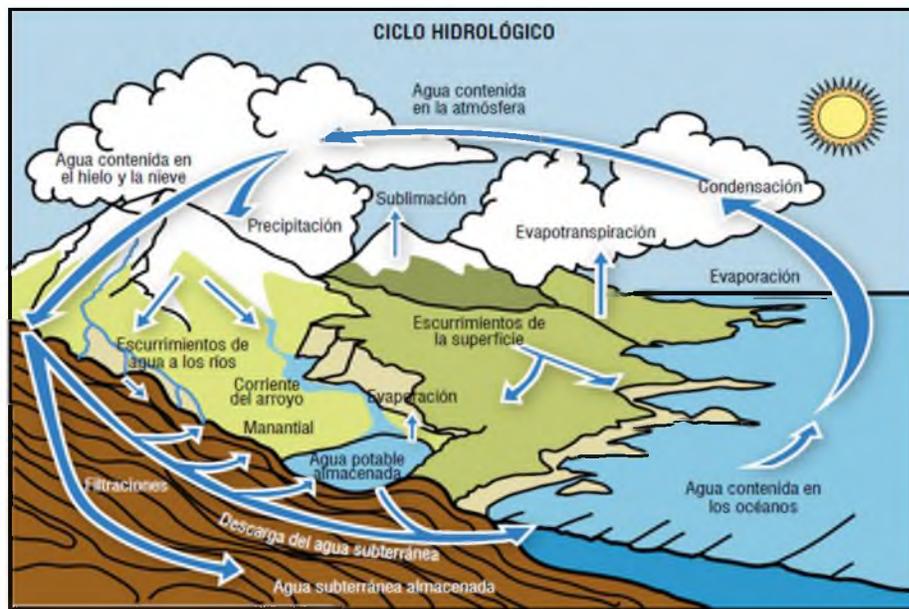


Figura 2-1. Ciclo hidrológico. Fuente: IDEAM (2010)

2.2 Modelación hidrológica HEC-HMS

En un análisis hidrológico se representan físicamente estos fenómenos del ciclo hidrológico pero a un nivel reducido exclusivamente al área de estudio, conocido como la cuenca hidrológica. La lluvia que afecta específicamente a esta cuenca hidrológica es obtenida por medio de estaciones meteorológicas cercanas que poseen registros de lluvias de varias décadas anteriores, esta información es analizada estadísticamente para simular posibles precipitaciones extremas. Además se modela matemáticamente la cantidad de agua que escurrirá al recibir estas lluvias (escorrentía superficial) y el tiempo que tardará en llegar a un punto definido, por medio de una representación de la superficie de la cuenca tanto con el tipo de suelo como su uso actual.

El modelo de HEC-HMS es un programa diseñado para realizar simulaciones hidrológicas, de manera que logra representar la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como resultado de una precipitación, donde se abstrae la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. Cada uno de estos componentes modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca. La representación de cada uno de estos componentes requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado de este proceso de modelación son los hidrogramas en sitios elegidos de la cuenca (Villón, 2004).

Los componentes usados por el HEC-HMS simulan la respuesta hidrológica de la cuenca. Estos componentes son abstraídos y seccionados en: modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y los datos de entrada. Una vez definidos estos componentes una simulación calcula la respuesta de la precipitación y la escorrentía en el modelo de la cuenca a través de los datos dados en el modelo meteorológico.

Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo y el tiempo transcurrido en cada simulación hecha, incluye el día de comienzo, la hora de inicio, así como fecha y hora

de finalización. Los datos de entrada son necesarios en algunos momentos como parámetros o límites que condicionan los modelos de cuenca o los modelos meteorológicos.

2.3 Modelo de la cuenca

La cuenca hidrológica es el área donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua (Villón, 2004). Esto es definido en función de la zona a estudiar y la topografía de la zona que indicará los límites.

Como se describe detalladamente en el manual de uso del HEC-HMS por Scharffenberg en su versión de 2013, el modelo de la cuenca representa físicamente a la cuenca hidrológica. Este modelo es generado a través de la adición y conexión de elementos hidrológicos. Estos elementos usan modelos matemáticos que describen físicamente el proceso en particular en la cuenca. Estos elementos son para el HEC-HMS: subcuencas, tramos de tránsito de avenidas, uniones, fuentes de agua, sumideros, reservorios o embalses y desvíos de agua.

La subcuenca está representa la cuenca físicamente y dada la precipitación, el flujo de salida es calculado por la resta de las pérdidas por precipitación, el exceso de precipitación que se transforma en flujo superficial y el flujo base. El tránsito es el elemento de tránsito se encarga para transmitir el flujo hacia aguas abajo en el modelo de cuenca. La entrada a este elemento puede venir de uno o varios elementos hidrológicos. El flujo de salida de este elemento es calculado por la representación de la traducción y atenuación del hidrograma de entrada. La unión es usada para combinar el flujo de elementos hidrológicos aguas arriba del elemento de unión. La entrada a este elemento puede ser de uno o varios elementos hidrológicos.

La salida es calculada asumiendo simplemente todas las entradas y suponiendo que no hay almacenamiento en la unión. La fuente es usada para introducir un flujo en la cuenca. Este elemento no tiene flujo de entrada y la salida es definida por el usuario. El sumidero es un elemento utilizado para representar la salida física de una cuenca. El flujo de entrada puede ser de uno o varios elementos hidrológicos pero no posee flujo de salida. El embalse es un elemento utilizado para modelar la atenuación y detención de un hidrograma por un embalse o por un estanque de detención. El flujo de entrada puede ser de uno o varios

elementos hidrológicos. El flujo de salida puede ser calculado de tres formas con una relación: almacenamiento-descarga, elevación-almacenamiento-descarga o elevación-área-descarga y definir una o más estructuras de salida o series de tiempo de salida.

Las desviaciones se utilizan para modelar un flujo de salida que deja el canal principal. El flujo de entrada puede ser de uno o varios elementos hidrológicos. El flujo de salida consiste de un desvío de flujo y un no desvío de flujo. El desvío de flujo es calculado usando los datos de entrada definidos. Ambas desviaciones pueden ser conectadas con otros elementos hidrológicos aguas abajo.

2.4 Pérdidas (Abstracciones)

La escorrentía es la parte de la precipitación que se dirige en forma de flujo superficial pendiente abajo en un terreno, normalmente hacia cuerpos de agua (canales, ríos, lagos u océanos). Esta está alimentada por el agua disponible en superficie, por el exceso de precipitación, tras restarle las abstracciones. Entre estos mecanismos de abstracción cabe diferenciar: la interceptación por la vegetación, evapotranspiración, almacenamiento superficial por retención, detención e infiltración (Muñoz & Ritter 2005).

Existen muchos modelos matemáticos para determinar las abstracciones de una precipitación en una cuenca hidrológica, los modelos cubiertos por el HEC-HMS se muestran en el Cuadro 2-1.

2.4.1 Método NRCS par abstracciones de lluvia

El modelo matemático para abstracciones utilizado en esta investigación es el desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service “SCS” por sus siglas en inglés) en 1972 conocido ahora como método NRCS (por sus siglas en inglés). Esta metodología fue desarrollada a partir de muchos años de registros de caudal en cuencas agrícolas. Donde dado un hietograma de lluvia como el de la Figura 2-1 (esquina superior izquierda), y aplicando el balance de humedad en la superficie del suelo, el método dice que la precipitación total sobre un suelo (P) es igual a la suma de la fracción de agua infiltrada o abstraída antes de producirse el exceso de lluvia, abstracción inicial (I_a) de la

abstracción producida a partir de ese momento, abstracción continuada (F_a) y el exceso de lluvia (E) o volumen de escorrentía (V_E). Si se denomina “S” a la abstracción potencial (máxima) de una cuenca (después de producirse el exceso e lluvia), se obtuvo que I_a puede calcularse como:

$$I_a = 0,2S \quad (2-1)$$

Esto indica que debe caer una precipitación de $0,2S$ en la cuenca antes de producirse escorrentía. La abstracción potencial (S en mm) se puede estimar como:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2-2)$$

Donde CN es el número de curva que representa la relación existente entre la lluvia de caída sobre una cuenca y la escorrentía recogida a la salida de la misma, atendiendo a una serie de características de la misma cuenca. Esta relación se observa en la Figura 2-2.

Cuadro 2-1. Modelos matemáticos de abstracciones de HEC-HMS.

Fuente: Scharffenberg (2013)

Elemento hidrológico	Tipo de cálculo	Método
Subcuenca	Copas de las plantas	Copas de las plantas simple o cuadrículado
	Superficie	Superficie simple o cuadrículada
	Volumen-escorrentía	Tasa déficit-constante (DC) o cuadrículada; Exponencial; Green y Ampt o cuadrículada; Tasa inicial y constante; SCS número de curva (CN) cuadrículada; Smith Parlange; Contabilidad de la humedad del suelo o cuadrículada
	Escorrentía-directa	Hidrograma unitario de Clark; Onda cinemática; ModClark; Hidrograma unitario SCS; Hidrograma unitario de Snyder; Gráfico especificado por el usuario; Hidrograma unitario especificado
	Flujo base	Recesión acotada; Mensual constante; Reservorio lineal; Boussinesq no lineal; Recesión
Tránsito	Ruta	Onda cinemática; retardo (Lag); Puls modificado; Muskingum; Muskingum-Cunge; Straddle Stagger
	Pérdida/ganancia	Constante; Percolación

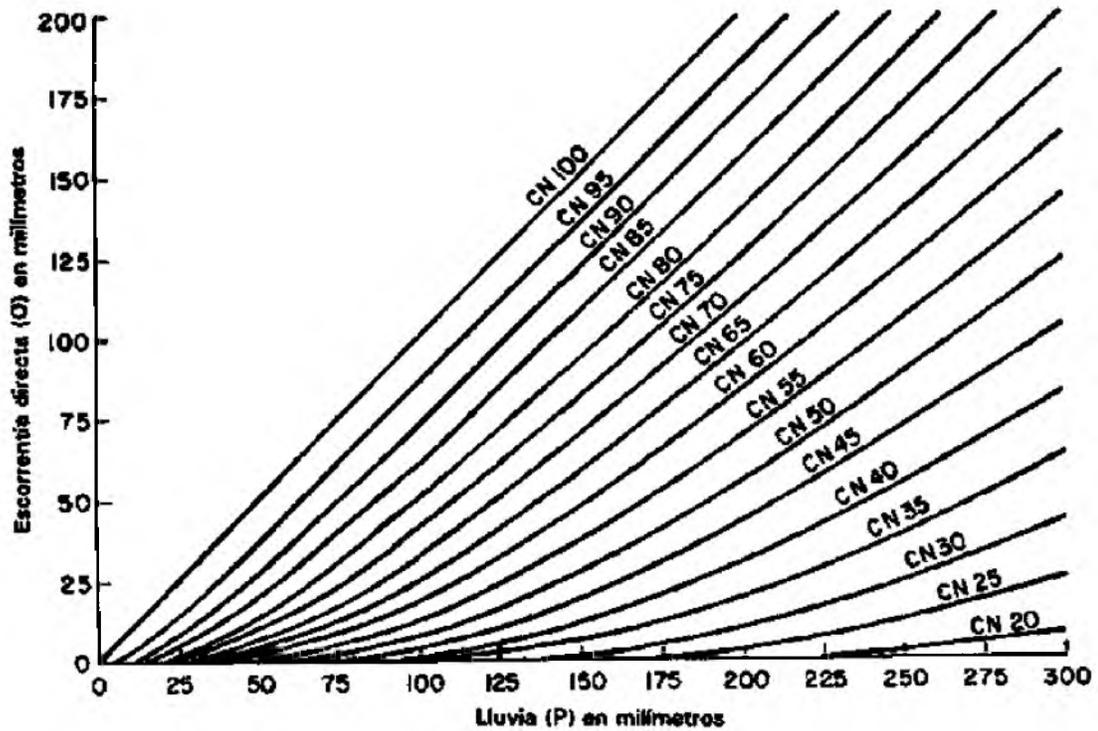


Figura 2-2. Relación entre precipitación y escorrentía para el método de abstracciones del NRCS (USDA-SCS, 1964)

Del esquema anterior se observa como la escorrentía potencial de la cuenca (es decir el máximo posible según el método) sería $P - I_a$, y que la abstracción real después del encharcamiento es F_a . Por tanto se considera que la relación entre los términos de abstracción real y potencial es igual a la relación entre la escorrentía real y potencial:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{E}{P - I_a} \quad (2-3)$$

Si a la ecuación anterior le sustituimos la ecuación de balance hídrico según el método ($P = I_a + F_a + E$) y la ecuación 2-1, la ecuación que relaciona la precipitación total y la escorrentía sobre una cuenca resulta como:

$$E = \frac{(P - 0,2S)^2}{P - 0,8S} ; P > 0,2S \quad (2-4)$$

La capacidad de abstracción de un suelo y por tanto la generación de escorrentía depende de los mismos factores que afectan la infiltración de los suelos. El método del NRCS distingue tres: contenido inicial de humedad, tipo de suelo y tipo de uso del terreno.

Para lograr calcular el número de curva “CN” en una cuenca de superficie o área total “A”, se divide ésta en las diferentes subáreas A_j correspondientes a combinaciones de tipo y usos de suelo distintos y se obtiene un CN_j para cada caso. El número de curva total CN, resultará de la ponderación de los números de curva obtenidos anteriormente según la fracción de la superficie ocupada por cada caso, de forma que:

$$CN_P = \frac{1}{A} \sum_{j=1}^n A_j CN_j \quad (2-5)$$

Esta ecuación responde a una condición de humedad de tipo II, la cual el NRCS preparó como condición promedio. Existen dos condiciones más de humedad tipo I y tipo III. La condición tipo I corresponde al límite inferior de humedad, donde hay un mínimo potencial de escurrimiento. La condición tipo III es el límite superior de humedad donde hay un máximo potencial de escurrimiento, donde la cuenca está prácticamente saturada por lluvias anteriores. Las ecuaciones para estas condiciones fueron derivadas por Chow (1994) en las ecuaciones 2-6 y 2-7.

$$CN_P(I) = \frac{4,2CN_p(II)}{10-0,058CN_p(II)} \quad (2-6)$$

$$CN_P(III) = \frac{23CN_p(II)}{10+0,13CN_p(II)} \quad (2-7)$$

Esto con la condición de que el rango del CN deberá estar dentro de 40-100, de lo contrario se debe utilizar otro método de estimación de escorrentía.

2.4.1.1 Clasificación hidrológica del suelo

El tipo de suelo generará un potencial de escorrentía diferente, el método del NRCS lo divide en cuatro categorías o grupos hidrológicos que se resumen en el Cuadro 2-2.

Cuadro 2-2. Tipos de suelos para el método NRCS de abstracciones (Muñoz & Ritter, 2005)

Grupo suelo	Potencial escorrentía	Textura	Infiltración final
A	Mínimo	Ar, Ar-L (Arenas y loess profundos)	Rápida: 8-12mm/h (Drenaje perfecto)
B	Bajo	F-Ar; F; F-a-Ar;F-L (Arenas y loess poco profundos)	Moderada: 4-8mm/h (Drenaje bueno a moderado)
C	Medio	F-a;F-a-L; a-Ar (Suelos delgados o suelos arcillosos)	Lenta: 1-4mm/h (Drenaje imperfecto)
D	Máximo	a; Vertisoles, suelos muy arcillosos, muy poco permeables o con horizontes limitantes).	Muy lenta: 0-1mm/h (Drenaje pobre a muy pobre)

2.4.1.2 Uso del suelo

El uso del suelo es la cobertura de la cuenca. Este varía según se introduzcan modificaciones a la capacidad de infiltración intrínseca del terreno, por sellado o impermeabilización, como el caso de las zonas pavimentadas o suelos forestales. El método del NRCS distingue tres clases de suelos según su uso y tratamiento: suelos cultivados, suelos cubiertos de pastos o hierbas y suelos cubiertos de bosques y arboledas (Cuadro 2-3).

2.5 Intensidad (tiempo concentración)

El tiempo que tardaría un volumen de exceso de lluvia producido en un punto de la cuenca durante una tormenta en desplazarse hasta el punto de drenaje de la cuenca una vez que el suelo ha sido saturado y las depresiones del suelo llenadas se le denomina tiempo de tránsito t_t . El t_t es un componente del tiempo de concentración t_c que es el producto de la suma de los tiempos de tránsito de los n tramos que completan la línea de flujo de drenaje.

Cuadro 2-3. Números de curva para diferentes tipos y usos del suelo (USDA, 1986)

Descripción del uso de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada: sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Tierra cultivada: con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Granos pequeños	60	72	80	83
Cultivos en hileras	64	74	81	85
Terrenos no cultivables	77	86	91	94
Pastos: condiciones pobres	68	79	86	89
Pastos: condiciones óptimas	39	61	74	80
Pastos: con árboles dispersos	32	58	72	79
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, hierbas	30	48	65	73
Bosques: cubierta buena	30	55	70	77
Áreas abiertas (césped, parques, etc): hierba >75%	39	61	74	80
Áreas abiertas (césped, parques, etc): hierba 50-75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial: <500m ² ó 65% impermeable	77	85	90	92
Residencial: <1000m ² ó 38% impermeable	61	75	83	87
Residencial: <1350m ² ó 30% impermeable	57	72	81	86
Granjas	59	74	82	86
Áreas urbanas en desarrollo	77	86	91	94
Aparcamientos asfaltados, techos, accesos	98	98	98	98
Calles, carreteras: pavimento con cunetas y alcantarillas	98	98	98	98
Calles, carreteras: grava	76	85	89	91
Calles, carreteras: tierra	72	82	87	89
Áreas impermeables (tajos)	98	98	98	98

2.5.1 Velocidad promedio del NRCS

Existen varios modelos para el cálculo del tiempo de concentración, para esta investigación se tomó el método de velocidad promedio del NRCS que viene dada por la ecuación:

$$t_c = t_{t1} + t_{t2} + \dots + t_{tn} = \sum \frac{L_i}{v_i} \quad (2-8)$$

Donde L es la longitud a recorrer por dicho volumen en su línea de flujo y v la velocidad media a la que se desplaza. El procedimiento para este cálculo distingue diferentes tipos de flujo: superficial en lámina (hortoniano), concentrado poco profundo y concentrado en canales abiertos. La ecuación (2-8) es conocida como el método de velocidad promedio del NRCS.

2.5.1.1 Flujo superficial en lámina (hortoniano)

Este primer tramo abarca una longitud no mayor a los 91 metros, donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning; P_2 la profundidad de la lluvia en mm de la tormenta de 24h con un periodo de retorno de 2 años; J la pendiente del tramo en m/m y L la longitud del tramo en metros.

El tiempo de concentración para el flujo superficial en lámina es estimado por la ecuación (2-9):

$$t_{t1} = 9,126 \cdot 10^{-2} (nL)^{0,8} P_2^{-0,5} J^{-0,4}; L \leq 91m \quad (2-9)$$

**Cuadro 2-4. Coeficientes de rugosidad de Manning para flujo laminar⁴
(Muñoz & Ritter, 2005):**

Tipo de superficie	n
Superficies lisas (hormigón, asfalto, grava, suelo descubierto)	0,011
Suelos cultivados	
Con $\leq 20\%$ residuos superficiales	0,06
Con $> 20\%$ residuos superficiales	0,17
Bosques	
Maleza no densa	0,40
Maleza densa	0,80
Zonas áridas de pastos para ganado extensivo	0,13
Pastos	
Praderas de pastos cortos	0,15
Pastos densos	0,24
Bermudagrass	0,41
Barbecho (sin residuos)	0,05

⁴ n es un coeficiente de rugosidad efectivo que incluye el efecto del impacto de gotas de lluvia; esfuerzo cortante; obstáculos; erosión y transporte de sedimentos.

2.5.1.2 Flujo superficial centrado poco profundo

Para distancias mayores a los 91m el flujo superficial suele concentrarse en pequeños surcos con poca profundidad y la velocidad promedio puede estimarse con la siguiente ecuación empírica del NRCS que solo toma en cuenta la pendiente y un coeficiente:

$$t_{t2} = \frac{L}{3600v} \quad (2-9)$$

Donde L es la longitud del tramo en metros y para v el NRCS desarrolló una ecuación empírica que considera sólo la pendiente J y un coeficiente de velocidad a que solo posee dos casos, suelo pavimentado ($a=6,20\text{m/s}$) y sin pavimentar ($a=4,92\text{m/s}$).

$$v = a\sqrt{J} \quad (2-10)$$

2.5.1.3 Flujo superficial concentrado en canales abiertos

Este tercer tramo es calculado con la ecuación de Manning ya que es velocidad de flujo en canales abiertos, donde v puede ser expresada como:

$$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{J} \quad (2-11)$$

Los coeficientes de rugosidad de Manning de la ecuación (2-11) correspondientes se muestran en el Cuadro 2-5 , y R representa el radio hidráulico de la sección del canal:

Cuadro 2-5. Coeficiente de rugosidad de Manning según la superficie del canal abierto

Tipo de superficie	n
Planicies de inundación	
Pastos	0,035
Cultivos	0,040
Hierbas y pequeños matorrales	0,050
Matorrales densos	0,070
Hormigón	0,012
Fondo de grava y pares de	
Hormigón	0,020
Piedra	0,023
Canales naturales	
Limpios y rectos	0,030
Limpios y curvilíneos	0,040
Curvilíneos con hierbas y charcos	0,050
Con matorrales y árboles	0,100
Árboles densos	0,100

2.6 Precipitación

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre; sus mediciones y análisis forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua (Villón, 2004).

El instrumento encargado de registrar la altura de la lluvia en función del tiempo es conocido como pluviógrafo, el cual permite determinar la intensidad de la precipitación (Villón, 2004). Es normal no contar con estos instrumentos dentro de la zona de estudio, pero sí estaciones meteorológicas cercanas que poseen estos instrumentos con registros, es así como se han desarrollado diversas metodologías para poder discernir entre varias estaciones cercanas a un área de estudio y poder escoger la estación que represente mejor las lluvias de la zona de estudio, como los polígonos de Thiessen o mapas de isoyetas.

Esta información registrada en las estaciones meteorológicas es utilizada como la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de este, se calculan utilizando procedimientos de

lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. A esta información se le conoce como tormenta de diseño y su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar caudales picos en alcantarillados de aguas de lluvia y alcantarillados de carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas o en el diseño de vertederos en proyectos que involucren grandes embalses (Chow, 1994).

Partiendo de que se conoce la localización geográfica de las estaciones cercanas a la zona de estudio tanto dentro como fuera de la cuenca, hay que definir el área de influencia de cada estación y calcular el peso que tiene cada estación sobre la cuenca a estudiar. Esto se realiza haciendo uso de los polígonos de Thiessen. Las estaciones se unen formando triángulos, procurando en lo posible que éstos sean acutángulos, una vez trazados se generan mediatrices de los lados de los triángulos formando polígonos. Cada estación quedará rodeada por las líneas del polígono, de manera que se puede.

2.6.1.1 Período de retorno

El período de retorno, generalmente expresado en años, puede ser entendido como el número de años en que probablemente se repita un cierto caudal o bien un valor de intensidad de precipitación o bien valores mayores para estos parámetros. Al determinar el período de retorno con el cual se va a diseñar la obra, se debe tener en cuenta la función e importancia de la estructura, de su valor económico y social, ya que en la mayoría de los casos no es posible económicamente diseñar una estructura que controle el mayor suceso de lluvia que ha ocurrido jamás en una determinada localidad.

Por tanto el período de retorno T se define como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud x puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a x , ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P es igual a $\frac{1}{T}$ en T casos (Villón, 2006):

$$P(X \geq x) = \frac{1}{T} \quad (2-12)$$

Villón, 2006 sugiere unos periodos de retorno recomendados para el cálculo de caudales de diseño de estructuras menores:

Cuadro 2-6. Periodo de retorno de diseño recomendado, para estructuras menores.

Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50-100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5-10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1-2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2-10
Drenaje agrícola	5-10
Muros de encauzamiento	2-50 ²
Alcantarillas para carreteras	1,1-5

²Pueden aumentar si las obras protegen poblados de importancia.

2.6.2 Curvas intensidad, duración y frecuencia de lluvia (IDF)

Las lluvias de mayor intensidad, expresadas en mm/h, no son necesariamente las más frecuentes en áreas con una alta pluviometría anual. Las lluvias de gran intensidad suelen cubrir poco terreno y su duración generalmente es corta. Las lluvias que cubren grandes zonas son raramente de gran intensidad pero pueden durar varios días. La combinación infrecuente de lluvias de alta intensidad durante periodos largos resultan en grandes volúmenes de precipitación total que pueden dar lugar a inundaciones (Muñoz & Ritter, 2005).

Tormentas de gran intensidad ocurren prácticamente en cualquier lugar de Costa Rica pero la probabilidad de ocurrencia varía mucho de una zona a otra, es por eso indispensable definir el periodo de recurrencia probable de tormentas de distinta intensidad y duración.

Las IDF son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno (Rojas, 2011).

La intensidad de precipitación, según Chow et al (1994), puede ser instantánea o promedio sobre la duración de la lluvia, pero comúnmente se utiliza la intensidad promedio:

$$i = \frac{Pr}{T_d} \quad (2-12)$$

Donde Pr es la profundidad de lluvia (mm) y T_d es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno.

Se presenta una curva de Intensidad, Duración y Frecuencia en el cuadro 2-7 mostrado a continuación:

Cuadro 2-7. Intensidades de precipitación máxima (mm/h) por duración de periodo de retorno la estación 73-22 en Pacayas, Cartago. IMN (Rojas, 2011)

Duración (min)	Intensidades de precipitación para distintos periodo de retorno (mm/h)			
	5	10	25	50
133.81	133.81	151.99	174.95	191.99
104.50	104.50	118.39	135.94	148.96
94.83	94.83	108.06	124.77	137.17
69.08	69.08	77.99	89.24	97.59
46.21	46.21	52.73	60.97	67.08
31.00	31.00	35.89	42.08	46.66
14.40	14.40	16.60	19.37	21.43
8.30	8.30	9.59	11.23	12.45
5.13	5.13	6.00	7.09	7.90

2.6.3 Lluvia de Diseño

Para la estimación de caudales en pequeñas cuencas sin mediciones fluviográficas, es común recurrir a modelos de precipitación-escorrentía, que permiten calcular hidrogramas teóricos de crecientes o caudales pico a partir de las características de las lluvias en la región de análisis. Estos modelos requieren definir “tormentas de diseño” o “intensidades de diseño”, lo cual usualmente se realiza por medio de curvas intensidad-duración-periodo

de retorno (curvas IDF) representativas del área de estudio y derivadas a partir de registros pluviográficos. Los datos de precipitación máxima para el modelo hidrológico de eventos son calculados para periodos de retorno de 1, 2, 5, 10, 15, 20, 25 y 50 años utilizando una distribución adecuada que cumpla con la prueba de bondad y ajuste de la función de probabilidad.

2.7 Estructuras para el control de crecientes de diseño

El diseño hidrológico para el control de aguas está relacionado con la mitigación de los efectos adversos causados por caudales altos o crecientes. Las magnitudes de las crecientes están descritas por sus caudales, sus elevaciones y sus volúmenes. El propósito de las estructuras de regulación de crecientes es atenuar los caudales picos, haciendo decrecer de esta manera los picos de elevación de las crecientes aguas abajo, y el propósito de las estructuras de conducción es llevar en forma segura el flujo hacia puntos localizados aguas abajo donde los efectos adversos de las crecientes sean controlados o se minimicen (Chow, 1994).

2.7.1 Estructuras para el control de crecientes de diseño: Embalses

La urbanización y la deforestación, así como las prácticas agrícolas incrementan tanto el volumen como la velocidad de la escorrentía. Los embalses de detención de aguas de lluvia son uno de los medios utilizados para manejar las aguas de tormentas. Un embalse de este tipo puede variar desde una simple estructura tal como el efecto de remanso aguas arriba de una alcantarilla de carretera hasta un embalse grande con mecanismos de control sofisticados (Chow, 1994).

Es importante diferenciar dos conceptos cuando se habla de embalses: detención y retención. La detención mantiene la escorrentía por un periodo de tiempo corto antes de devolverla a su curso de agua natural. La retención es mantener el agua en un mismo sitio de almacenamiento durante un periodo considerable. Las estructuras de detención generalmente no reducen en forma significativa el volumen total de la escorrentía superficial, sino que simplemente reducen las tasas de caudal pico distribuyendo el hidrograma de caudal (Chow, 1994). El efecto en el hidrograma de flujo depende del

almacenamiento aguas arriba y aguas abajo (Shall, 2012). Entre sus principales ventajas se encuentra su simplicidad de diseño y operación, así como su rápida respuesta a las variaciones de caudal (Orias, 2002).

La figura 2-3 mostrada a continuación presenta el efecto del almacenamiento en un hidrograma de flujo.

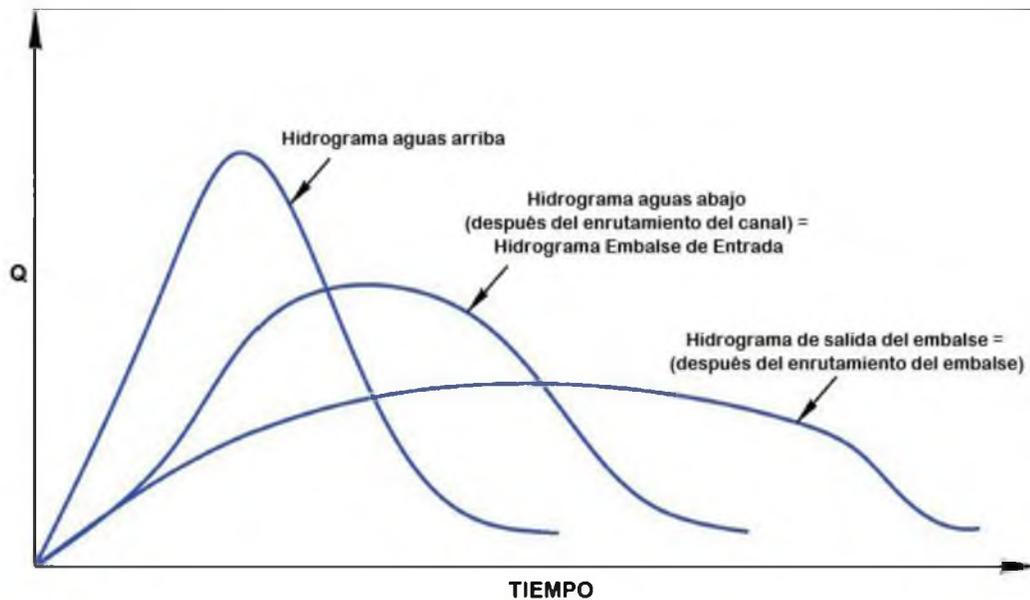


Figura 2-3. Efecto del almacenamiento en un hidrograma de flujo. (Shall, 2011)

Entre las consideraciones que se toman en cuenta para el diseño de detención de aguas de lluvia según Chow, 1994 están:

- La selección de un evento de lluvia de diseño.
- El volumen de almacenamiento necesario.
- La tasa de liberación máxima permitida.
- Los requerimientos y oportunidades para el control de contaminación.
- Los diseños de estructuras de salida para la liberación del agua detenida.

La figura 2-4 muestra a continuación los componentes de un embalse para el tránsito de avenidas con área de encharcamiento en forma de cuña presentado por Chow de manera esquemática.

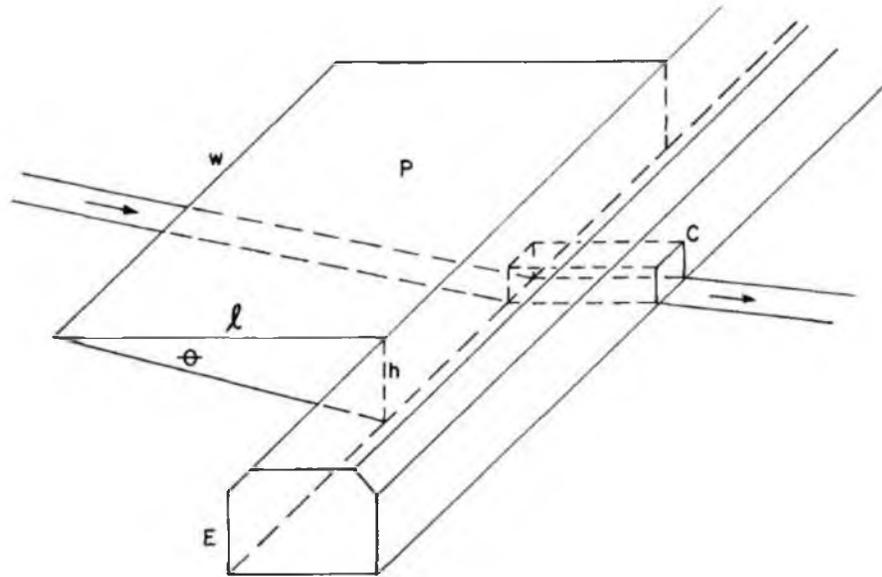


Figura 2-4. Representación esquemática del área de encharcamiento (Chow, 1994).

Donde P es el área de encharcamiento o inundación, E el dique, C la alcantarilla, h la altura, l la longitud, w el ancho y θ el ángulo usado según la pendiente del terreno.

Para el análisis de este tipo de estructuras es necesario obtener una relación almacenamiento-descarga, elevación-almacenamiento-descarga o elevación-área-descarga y definir una o más estructuras de salida o series de tiempo de salida.

2.7.2 Estructuras para el control de crecientes de diseño: Alcantarillas

Una alcantarilla es un conducto que transporta el flujo de una corriente a través de un dique que se genera por el paso de una carretera. Las alcantarillas pueden ser construidas a partir de una gran variedad de materiales, formas y configuraciones. El uso de alcantarillas es una opción más económica que el uso de puentes, igual que sus costos de mantenimiento. Entre los factores de diseño están presentes los perfiles de carretera, características del canal, evaluaciones de daños por inundaciones, costos de construcción y mantenimiento, así como el período de retorno del diseño (Shall, 2012).

2.7.2.1 Características generales de las alcantarillas

La primera característica de una alcantarilla es su forma, las formas más comunes son los conductos cerrados circulares, de caja o rectangular, elípticos y de tubo arqueado. Estos son construidos con el mismo material en todo su perímetro. La selección de la forma de la alcantarilla va de la mano con el costo de construcción y las limitantes en la superficie de elevación aguas arriba, la altura de la carretera y el rendimiento hidráulico (Shall, 2012).

En cuanto a los materiales para el alcantarillado su selección va a depender de la resistencia estructural, la rugosidad hidráulica, su durabilidad (resistencia a la abrasión y a la corrosión) y la constructibilidad. El material usado más comúnmente es el concreto, metal corrugado y algunas variedades de plástico (Shall, 2012).

La entrada a la alcantarilla es un factor influyente en la capacidad hidráulica de la misma, ya que generalmente el canal es más ancho que la entrada a la alcantarilla, lo cual provoca una contracción a la entrada, la provisión de una transición más gradual del flujo a la entrada disminuirá la pérdida de energía y por lo tanto creará una condición más eficiente hidráulicamente a la entrada. Comúnmente se utilizan configuraciones de entrada que incluyen barriles de alcantarillas proyectados, muros de cabeza de hormigón, prefabricados y alcantarillas biseladas para adaptarse a la pendiente de llenado (Shall, 2012).

La hidráulica de la alcantarilla es complicada, debido a que las condiciones de flujo varían a lo largo del tiempo y dependen del tipo de alcantarilla. El flujo dentro de la alcantarilla va a ser lleno o parcialmente lleno dependiendo de las condiciones aguas arriba y aguas abajo, así como las características particulares de la alcantarilla y la geometría de su entrada (Shall, 2012).

2.7.2.2 Consideraciones de diseño

La primera consideración para el diseño de una alcantarilla es el estudio hidrológico, ya que este estima el flujo de diseño basado en las características climatológicas y de la cuenca. Además el periodo de retorno de la descarga influirá en el diseño. De esta forma las alcantarillas son diseñadas para poder hacer pasar con seguridad el flujo máximo de un gran evento de inundación (Shall, 2012).

Así mismo la información topográfica y de campo tanto de la ubicación de la alcantarilla como la carretera por la que cruzará son fundamentales. A continuación en el cuadro 2-7, se muestra una tabla resumen de los datos requeridos para tomar en cuenta en el diseño de una alcantarilla.

Además Rodríguez (1989) menciona que deberán proyectarse de manera que se evite cualquier embalse excesivo en la entrada, que pudiera causar daño a las propiedades, acumulación de arrastres, obstrucción de la alcantarilla, saturación de los materiales de relleno o acumulaciones dañinas de escombros aguas arriba de la estructura. Así mismo deberán proyectarse para que trabajen debidamente luego que el relleno haya sufrido algún asentamiento. También la sección de salida deberá proyectarse de manera que resista la socavación y los derrumbamientos.

Cuadro 2-8. Requerimientos para el diseño de alcantarilla.

DATOS	FUENTE
Hidrología	Hidrología
Caudal pico	Fórmula racional, Método NRCS, ecuaciones de regresión, etc
Hidrogramas (Si hay almacenamiento)	Método sintético del NRCS, método Snyder, modelos digitales
Datos del sitio	Datos del sitio
Ubicación de la alcantarilla	Basado en características naturales del arroyo, incluidas profundidades de sección, pendiente, alineación con el arroyo.
Datos de línea de agua	Datos de línea de agua
Secciones transversales	Estudio de campo o mapas topográficos
Pendiente longitudinal	Estudio de campo o mapas topográficos
Resistencia	Observación, fotografías o métodos de cálculo
Estabilidad del canal	Observación, mapas
Salida	Estudio de campo, mapas
Almacenamiento	Estudio de campo, mapas
Datos de la carretera	Datos de la carretera
Secciones transversales	Planos de carretera
Perfil	Planos de carretera
Largo del alcantarillado	Planos de carretera
Información de la zona	Información de la zona
Puntos críticos en carretera o construcciones	Fotos aéreas, visitas de campo, mapas
Limitaciones por reglamentos	Municipalidades, planes reguladores

2.8 Hidráulica de alcantarillas

El análisis de la hidráulica de alcantarillas puede ser muy complicado, debido a que el flujo dentro de ella no es uniforme, presenta variaciones a lo largo de la alcantarilla y varía según las características de su entrada y salida, así como el nivel de agua en estos puntos de control a lo largo del flujo. El Servicio Geológico de los Estados Unidos (US Geological Survey (USGS) por sus siglas en inglés) definió hasta 18 diferentes tipos de flujos en alcantarillas según sus características hidráulicas a la entrada y salida en cuanto a que se encuentren sumergidas o no. Por este motivo se puede resolver de varias formas un diseño

de alcantarillado entre estas con el uso de software Hy-8 o por nomogramas entre otros (Shall, 2012).

2.8.1 Condiciones de flujo

El barril o conducto de la alcantarilla puede trabajar a flujo lleno o a flujo parcialmente lleno. Generalmente los flujos no son totalmente llenos, sino más bien una parte llena y la otra parcialmente llena.

La condición hidráulica de flujo lleno también conocida como flujo a presión puede ser provocada por la presión causada por una gran altura del nivel de agua de salida o por una gran elevación del nivel de agua a la entrada.

El flujo parcialmente lleno conocido también como flujo con superficie libre o flujo de canal abierto se puede clasificar en tres tipos: subcrítico, crítico y supercrítico. Para poder determinar dentro de cual categoría se encuentra el flujo se hace uso del Número de Froude (F) que es adimensional, que utiliza la velocidad promedio del flujo (v), la aceleración de la gravedad (g) y la profundidad hidráulica (h):

$$F = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (2-13)$$

La profundidad hidráulica se calcula dividiendo el área de la sección transversal del flujo por el ancho de la superficie libre del agua. Cuando F es mayor a 1 el flujo es supercrítico, cuando es menor es subcrítico y cuando es igual a 1 es crítico, caracterizándose por ser un flujo rápido, un flujo lento y sereno o punto de transición teórico entre regímenes subcrítico y supercrítico.

Para efectos prácticos Rodríguez (1989) define una clasificación según si la salida es sumergida (Tipo 1) o no. En el caso de no ser sumergida esta se divide según la carga de agua a la entrada. En el caso de tener una carga de agua a la entrada mayor que el valor crítico la clasificación divide a la alcantarilla en si la condición hidráulica es larga (Tipo 2) o corta (Tipo 3). En el caso de que la carga de agua a la entrada sea menor que el valor crítico se clasifica en si el agua de cola es más alta que la profundidad crítica (Tipo 4) o si

es más baja que la profundidad crítica pero en función si la pendiente es subcrítica (Tipo 5) o supercrítica (Tipo 6).

2.8.2 Tipos de flujo de control

Las bases para la clasificación en los tipos de flujo de control, son como se deduce de la imagen anterior, la entrada y la salida. La capacidad hidráulica de una alcantarilla va a depender de las diferentes combinaciones de flujo crítico, supercrítico y subcrítico y su ubicación en el barril o conducto de la alcantarilla.

El control de entrada ocurre cuando el barril de la alcantarilla es capaz de transmitir más flujo del que la entrada puede aceptar, la sección de control de la alcantarilla trabaja bajo el control de entrada y es localizado justo en la entrada. En el control de entrada solo el área de entrada, la configuración de la entrada y la forma influyen en el rendimiento de la alcantarilla para un nivel de agua de entrada dado, las condiciones hidráulicas de la salida no influyen. Por tanto el nivel de agua a la entrada y la geometría de entrada representan los mayores influenciadores.

Entre las configuraciones más comunes por el USGS de entrada se muestran en la Figura 2-5. Donde predominan tres regiones de flujo: sumergido, en transición y sin sumergir. De esta forma según sea esta característica el comportamiento hidráulico cambia. En el caso de un control de entrada sin sumergir el comportamiento hidráulico es de un vertedero. Para condiciones donde el control de entrada está sumergido el comportamiento hidráulico es de un orificio. Es por esto indispensable identificar el comportamiento de entrada crítico al cual será sometida la alcantarilla para el diseño (Shall, 2012).

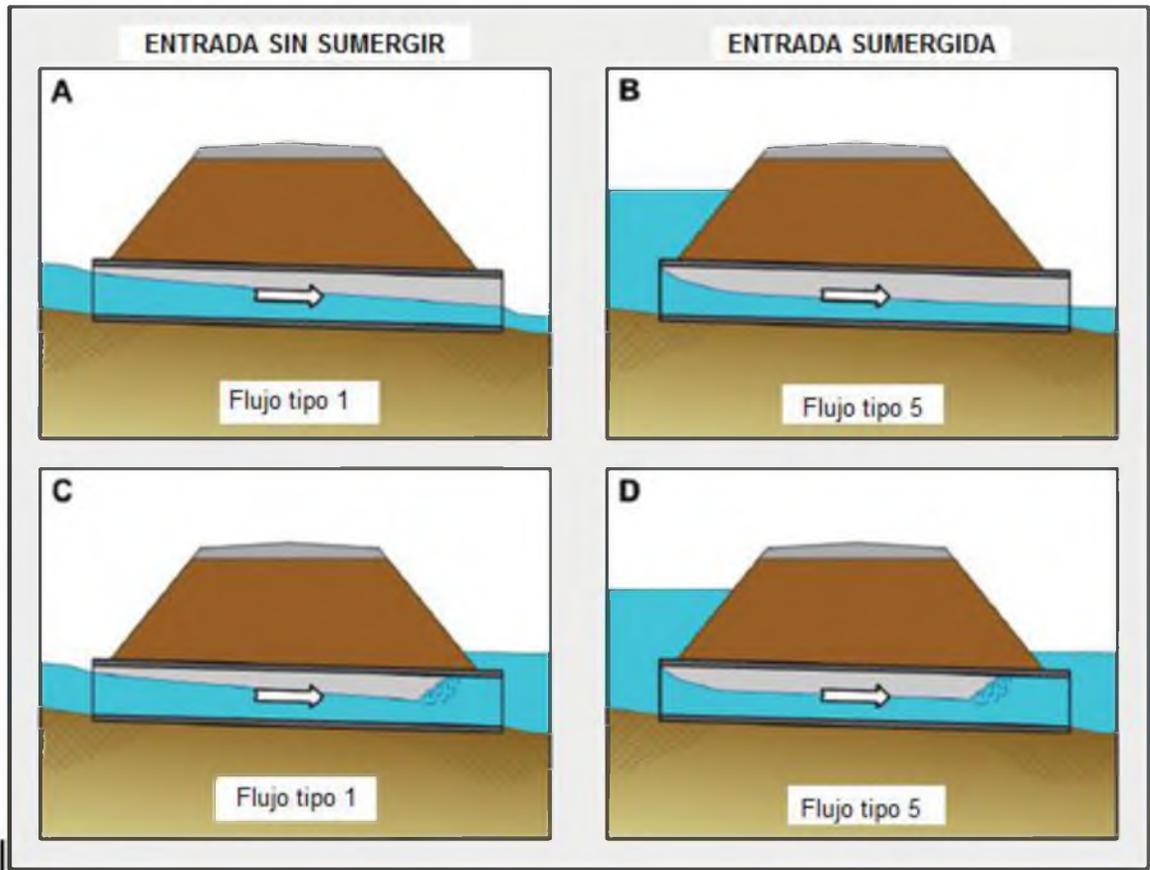


Figura 2-5. Tipos de flujo de control de entrada. (Shall, 2012)

El control de salida ocurre cuando el conducto de la alcantarilla no es capaz de transmitir tanto flujo como lo es capaz la entrada. La sección de control para el flujo de control de salida de la alcantarilla está localizada en el conducto de salida justo aguas abajo. Todos los factores influyen agregando el largo de la alcantarilla y su rugosidad, así como las características del área de salida, donde la diferencia entre la altura de entrada y la altura de salida representa la energía que transporta el flujo a través de la alcantarilla (Shall, 2012).

2.8.3 Condiciones de entrada

La energía es necesaria para hacer entrar el flujo de agua a través de la alcantarilla. Esta energía toma la forma de la altura o nivel de agua que se encuentre el flujo de agua en la sección aguas arriba de la entrada de la alcantarilla. Por tanto la profundidad del agua

medida desde la entrada de la alcantarilla hasta la altura de la superficie de agua se le denomina condición de entrada (Headwater en inglés).

Un volumen considerable de agua puede estar estancado aguas arriba de la alcantarilla en virtud de los altos terraplenes o en zonas con pendientes de tierra plana. El estanque o embalse que se crea puede atenuar picos de inundación en tales condiciones, similar a la atenuación causada por un reservorio o lago. El análisis de este pico de atenuación de inundaciones se basa en el encaminamiento de este almacenamiento. Esta disminución en el pico de descarga puede justificar una reducción en el tamaño requerido de la alcantarilla (Shall, 2012).

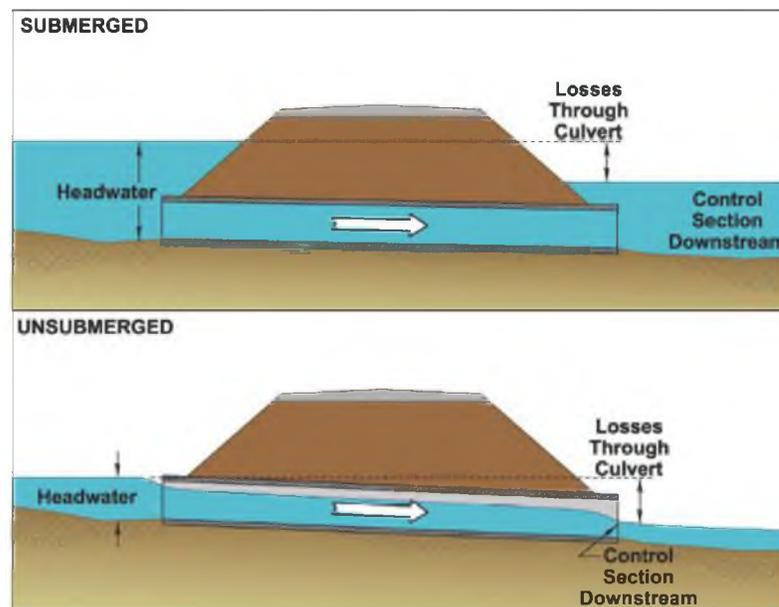


Figura 2-6. Típicas condiciones de flujo de control de salida. (Shall, 2012)

2.8.4 Condiciones de salida

La condición de salida (Tailwater en inglés) es definida como la profundidad que llegará el agua justo después de salir de la alcantarilla. Los cálculos de esta condición vienen dados por las características del canal aguas abajo de la alcantarilla y su comportamiento por la descarga recibida mediante los cálculos tradicionales de flujo de canales abiertos. El aumento de la condición de salida puede darse por la obstrucción aguas abajo del canal por otra carretera, puente, alcantarilla, la confluencia con otro canal, la existencia de un embalse, dique, etc.

2.8.5 Velocidad de salida

La alcantarilla generalmente contrae el área del canal disponible y por eso la velocidad de flujo en la alcantarilla es más alta que en el canal. Este aumento de la velocidad puede causar erosión del cauce y erosión en las proximidades de la salida de la alcantarilla. Los problemas menores de vez en cuando se pueden evitar mediante el aumento de la rugosidad barril, agregando disipadores de energía y dispositivos de protección a la salida. Cuando una alcantarilla está funcionando bajo el control de entrada y la alcantarilla no está funcionando a capacidad, a menudo es beneficioso aplanar la pendiente barril o añadir una sección rugosa para reducir las velocidades de salida (Shall, 2012).

2.8.6 Aplicaciones de software para el diseño

HY-8 es una herramienta para el diseño de alcantarillas hecho por la Administración Federal de Carreteras en EEUU. Sus datos de entrada para el diseño son el rango de descarga, la geometría de las condiciones de salida (Tailwater) y las dimensiones de la carretera por la que cruza la alcantarilla. HY-8 es utilizada solo si el cruce es solo con alcantarillas y no hay estructuras ascendentes o descendentes cercanas.

El software HEC-RAS por sus siglas en inglés Centro de Ingeniería Hidrológica - Análisis de Sistemas de Ríos es desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de EEUU es un programa de modelización hidráulica unidimensional que permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua. Por lo que el objetivo principal de HEC-RAS es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables.

Para esta investigación el uso de HEC-RAS utiliza para sus datos de entrada el rango de descarga, una serie de secciones transversales del canal, la geometría de la carretera, puentes y/o alcantarillas. Este software posee las mismas alternativas de alcantarillas que el HY-8. Pero este es usado solo si hay combinación de puentes y alcantarillas o estructuras ascendentes o descendentes que obstruyan el flujo. Se necesita además un perfil del agua para el tramo del río.

2.8.7 Tipos de flujo según USGS para HY-8

Según el manual de uso del software HY-8, este calcula el perfil de agua dentro de la alcantarilla para afinar el cálculo de la profundidad de flujo, velocidad de flujo y la longitud del barril de alcantarilla. Este perfil se determina primero estableciendo si la pendiente de la alcantarilla produce un flujo supercrítico (control de entrada) o subcrítico (control de salida). Después la condición de salida (Tailwater) se usa para establecer que perfil asumir y a que profundidad inicia este perfil.

HY-8 utiliza siete tipos diferentes de flujo para ayudar a definir como calcular el flujo en la alcantarilla. Donde se parte definiendo si la entrada se encuentra sumergida.

2.8.8 Alcantarillas y embalses

Los embalses vinculados con el diseño de alcantarillas responden a la reducción del hidrograma pico y los tiempos de concentración. Esta relación viene dada por la ley de la conservación de energía y la ecuación de continuidad donde el principio básico es que se tiene un caudal de entrada (Q_i) mayor al caudal de salida (Q_o), por lo que se acumulará este excedente de caudal, de manera que el caudal de salida se mantendrá aún cuando el caudal de entrada haya finalizado su descarga (Δt). La relación resultante es que el caudal de salida es el mismo caudal de entrada relacionados por un intervalo de tiempo.

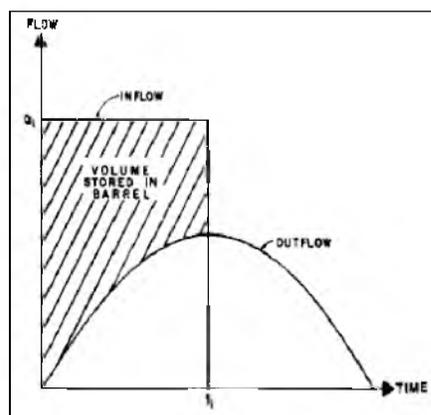


Figura 2-7. Hidrograma de caudal de entrada y salida en un embalse.

Para el diseño es imprescindible poseer el caudal de entrada producto del estudio hidrológico, el tiempo de descarga, la relación de elevación almacenamiento del embalse y la relación de elevación descarga de la alcantarilla.

Capítulo 3. Metodología

El primer paso fue la búsqueda profunda de información a nivel nacional en instituciones como el Instituto Meteorológico Nacional (IMN), Instituto Geográfico Nacional (IGN), Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), Municipalidad de Oreamuno, Centro de Investigaciones Agronómicas (CIA), Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza (CATIE), Comisión para el Ordenamiento y Manejo de la Cuenca del Río Reventazón (COMCURE), proyecto de Planificación Regional y Urbana de la Gran Área Metropolitana del Valle Central de Costa Rica (PRUGAM), Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG), Instituto Nacional de Innovación y Transferencia en Tecnología Agropecuaria (INTA), Universidad de Costa Rica y demás instituciones que tienen a disposición información climática, meteorológica, uso de suelos, tipos de suelos, planes reguladores. Así mismo se obtuvo la mayor cantidad de bibliografía posible en cuanto al manejo de inundaciones mediante modelaciones hidrológicas e hidráulicas.

Cuadro 3-1. Fuente de datos recibidos.

Institución	Información Solicitada
Instituto Meteorológico Nacional (IMN),	Lluvias máximas 24 horas de estaciones cercanas
Instituto Geográfico Nacional (IGN)	Hojas cartográficas, 2010
Tecnológico de Costa Rica (TEC)	Atlas Digital de Costa Rica 2008: mapas de uso de suelos de Costa Rica
Instituto Costarricense de Electricidad (ICE)	Lluvias máximas 24 horas de estaciones cercanas, tormenta de ajuste específica cada 5 minutos
Municipalidad de Oreamuno	Mapas de problemática de la zona, videos y fotografías de momentos de inundación.
Centro de Investigaciones Agronómicas (CIA)	Mapa de tipo de suelos de Costa Rica, 2010
Ministerio de Agricultura y Ganadería de Pacayas (MAG)	Permisos para pruebas de campo, información técnica de la problemática de inundaciones, contacto con dueños de fincas involucradas.
Proyecto de Planificación Regional y Urbana de la Gran Área Metropolitana del Valle Central de Costa Rica (PRUGAM)	Levantamiento topográfico de la zona de estudio, 2010
Universidad de Costa Rica (UCR)	Tesis sobre control de inundaciones, modelaciones hidrológicas e hidráulicas.
Comisión para el Ordenamiento y Manejo de la Cuenca del Río Reventazón (COMCURE)	Información relevante sobre inundaciones en la zona de estudio
Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza (CATIE)	Información relevante sobre inundaciones en la zona de estudio
Instituto Nacional de Innovación y Transferencia en Tecnología Agropecuaria (INTA)	Información relevante sobre inundaciones en la zona de estudio

Como primer etapa se recolectó información hidrológica de lluvias mediante estaciones meteorológicas cercanas al área de estudio. Conforme se avanzó en la investigación se obtuvo un documento con las curvas IDF de la zona. Y finalmente se solicitaron datos detallados de la tormenta de ajuste al ICE con datos cada 5 minutos para la corroboración del modelo.

Se evaluaron las situaciones vigentes de la cuenca con la obtención de mapas de usos de suelos y mapas de los tipos de suelos según condición hidrológica, así como la ubicación de lagunas naturales de inundación ya existentes.

Con esta información se delimitó la cuenca para poder discernir entre la información necesaria para el estudio para poder afinar detalles en la escogencia de los datos de lluvia a usar, calcular los números de curva en función a los mapas de usos y tipos de suelos, poder calcular los tiempos de concentración y así poder obtener los caudales máximos según el periodo de retorno mediante el HEC-HMS y poder modelar hidrológicamente la situación actual de la cuenca de estudio en función de las zonas problemáticas.

El siguiente paso fue evaluar con mayor precisión las obras de infraestructura de mitigación existentes mediante levantamientos topográficos en la zona de estudio para poder modelar las estructuras en HY-8 y HEC-RAS, para poder determinar los caudales picos a los cuales las estructuras pueden ser sometidas sin verse comprometidas en sus características.

Una vez determinada la hidrología e hidráulica existente, se proceden a evaluar escenarios que puedan contrarrestar posibles contextos críticos en función a determinados periodos de retorno y proponer infraestructura hidráulica que tenga la capacidad de soportar estas condiciones. También se propone combinar estructuras que reduzcan el impacto de situaciones críticas.

En la Figura 3-1 se muestra y se detalla la metodología utilizada en el desarrollo de la investigación.

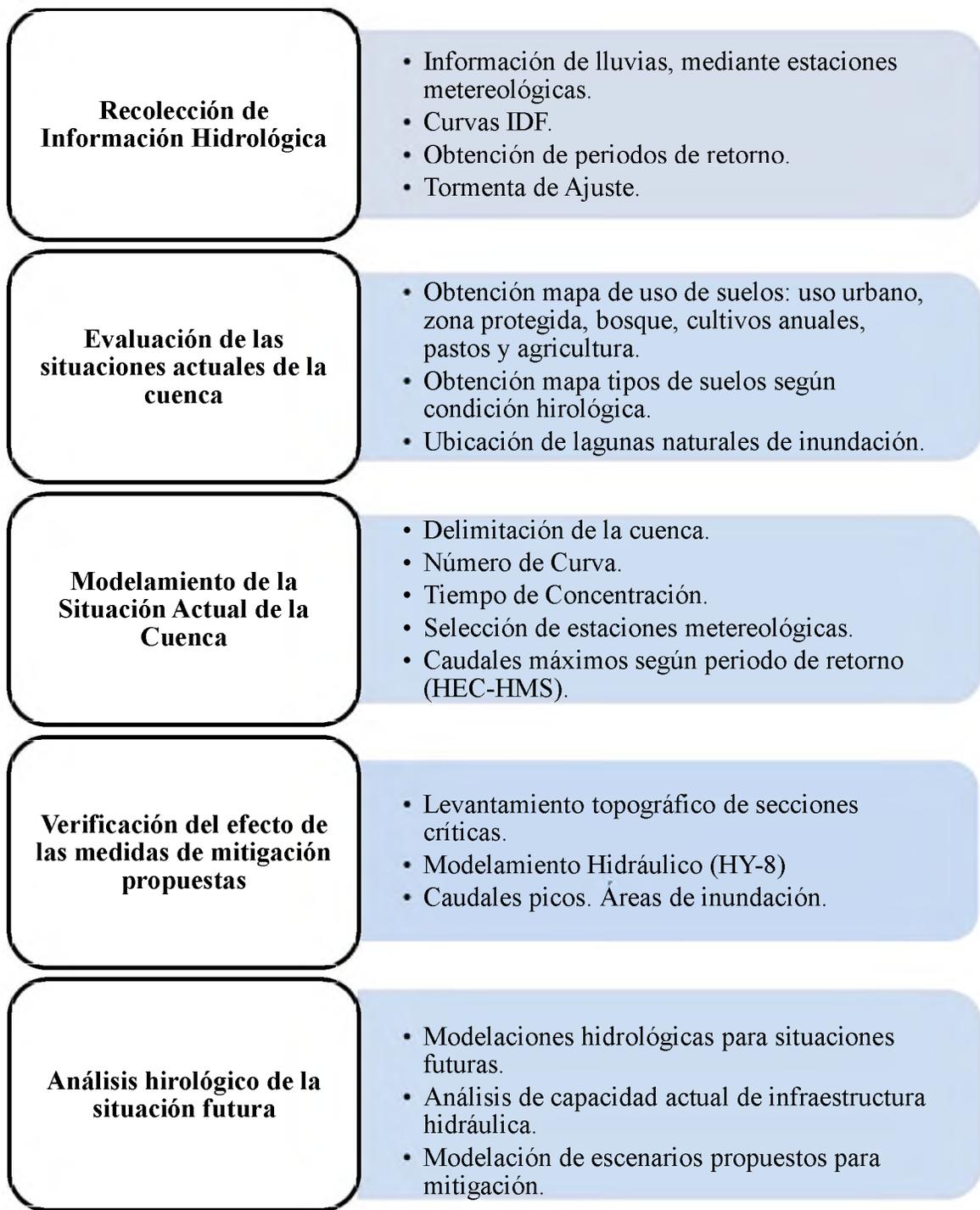


Figura 3-1. Esquema de la metodología.

Capítulo 4. Modelo hidrológico

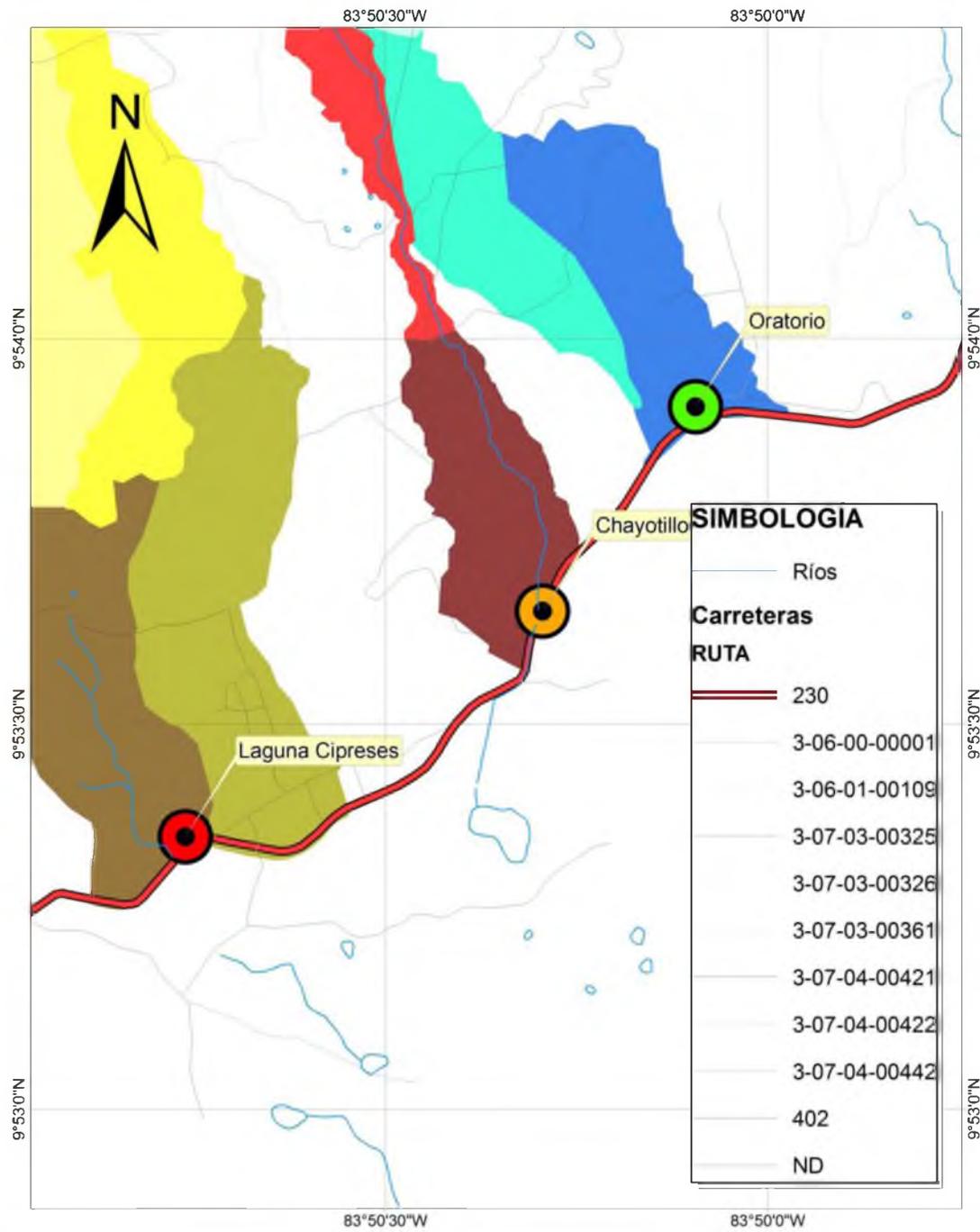
El modelo hidrológico utilizado fue modelado con el programa HEC-HMS versión 3.5 desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Instituto de Recursos Hídricos del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos. La respuesta hidrológica de la cuenca se dividió en cinco áreas de estudio, donde las dos zonas de inundación se afinaron para poder modelar soluciones a condiciones futuras.

Con los hidrogramas de descarga obtenidos en las áreas de estudio se lograron obtener los caudales picos para los puntos de control definidos, de manera que se puede determinar los caudales máximos para secciones críticas dentro de la cuenca. En el siguiente capítulo se evaluará la infraestructura hidráulica existente. Además se tomará un capítulo aparte (Capítulo 6) para poder modelar situaciones futuras donde: se modele infraestructura para contrarrestar las inundaciones, se aumente la capacidad del alcantarillado existente y se pueda medir el resultante de la nueva condición generada.

4.1 Descripción de las zonas con interés hidrológico.

En total se analizan cinco cuencas para realizar el estudio hidrológico: Cipreses, Oratorio, Chayotillo, Platanillal y Presidio. Sin embargo son solamente tres las que presentan un interés de análisis hidrológico por ser puntos problemáticos de inundación.

En la siguiente figura 4-1 se muestran los tres principales puntos de interés hidrológico de esta investigación ubicados todos sobre la carretera 230: Cipreses, Chayotillo y Oratorio.



Localización de los puntos de interés hidrológico

Escala 1:3,000

Kilometers



Coordenadas WGS84

Figura 4-1. Localización de los puntos de interés hidrológico.

4.1.1 Cipreses

La problemática de Cipreses corresponde al área localizada sobre la carretera 230 donde está presente una depresión que en eventos de alta cantidad de lluvia con agua de escorrentía y como salida existe solo una alcantarilla. Esta configuración hace que la depresión funcione como embalse mientras la alcantarilla desagua el acumulado de aguas a la quebrada Cipreses.

Las figuras 4-2 y 4-3 muestran fotografías de la zona de Cipreses tanto en la zona que presenta el problema de inundación como aguas arriba y abajo de la zona del estudio.



Figura 4-2. Área de inundación de Cipreses y construcciones sobre línea de drenaje al fondo (izquierda). Misma zona inundada (derecha).

Es importante destacar que la salida de esta alcantarilla da a un par de construcciones (una casa y una bodega) que poseen orden de demolición por encontrarse obstaculizando la salida de esta alcantarilla y como respuesta se ha creado una nueva alcantarilla que lleva estas aguas bajo la bodega y en el caso de la casa se ha creado un muro que no permite que el agua pase dentro de la propiedad.



Figura 4-3. Localización de la depresión (arriba), vista aguas arriba de la quebrada Cipreses (medio) y vista aguas abajo de la quebrada Cipreses (abajo).

4.1.2 Oratorio

Al igual que la problemática de Cipreses el principal problema de inundación se debe a que se ha construido sobre las líneas de drenaje natural, se ha colocado un alcantarillado de capacidad reducida para evacuar toda el agua de escorrentía de la zona y además se ha dado un desvío de la línea de drenaje pero que de igual forma termina sobre la carretera 230. En la Figura 4-4 se muestran flechas que indican la dirección del flujo de agua sobre la carretera y a través del terreno donde se ubica la Iglesia de Oratorio.



Figura 4-4. Patrón de escorrentía en Oratorio

En primer lugar, la comunidad decidió para la alcantarilla existente por debajo de la Iglesia, la construcción de un muro que funciona como dique para evitar que en momentos de inundación el agua entre en la propiedad y en la construcción.



Figura 4-5. Zona de inundación de Oratorio (Iglesia).

En segunda instancia se tiene un desvío de aguas que da como resultado que la gran mayoría de agua drene directamente a la carretera principal. No se cuenta con sistema de drenaje y alcantarillado para el desvío de aguas, por lo que existe mucha erosión y socavación en las orillas de la carretera.



Figura 4-6. Salida del canal de desvío de aguas de Oratorio.

El alcantarillado existente atraviesa el terreno de la Iglesia de la comunidad bajo tierra y además atraviesa la carretera 230 y tiene como salida a una finca, la cual también ha construido un muro y ha colocado unas alcantarillas de poca capacidad. En esta misma zona vienen a dar las aguas drenadas por el canal de desvío, con la diferencia que estas llegan a este punto sobre la carretera, no existe una alcantarilla.



Figura 4-7. Zona de salida de la alcantarilla de Oratorio (Iglesia)

4.1.3 Chayotillo

El punto de interés hidrológico de Chayotillo se encuentra sobre la carretera 230 entre Capira y Oratorio a una elevación de 1750 msnm. Este cruce presenta una estructura que no ha presentado problemas de capacidad según las entrevistas realizadas a personas de la zona. La obra es relativamente reciente y forma parte del trabajo en conjunto de varias instituciones que han buscado reducir el impacto negativo de los altos caudales de escorrentía generados en periodos críticos.

El patrón de escorrentía inicia al descender el agua por la finca aproximadamente 625 metros hasta llegar a una calle vecinal al sur. La calle vecinal recibe el agua de escorrentía mediante una alcantarilla rectangular de concreto para evitar la inundación de la calle 230.

La figura 4-8 muestra con las flechas la dirección del flujo de agua de escorrentía en la zona de Chayotillo donde está presente la obra hidráulica.



Figura 4-8. Patrón de escorrentía en Chayotillo.

Esta obra cuenta además con un canal revestido a su salida que tiene una longitud aproximada de 225 metros, que posteriormente drena en un canal natural localizado en una finca, el cual se encuentra con abundante vegetación. Además de analizar su capacidad se nota como existe una gran socavación de su tramo aguas arriba.



Figura 4-9. Alcantarilla a nivel de la entrada (izquierda), Alcantarilla a la salida (centro), Tramo de la quebrada con problema de socavación (derecha) de Chayotillo.

Las zonas altas que afectan el caudal de entrada de esta alcantarilla vienen desde los Cerros de Pasquí. Además cabe destacar que este drenaje fue creado artificialmente y toma una subcuenca que naturalmente llegaba al poblado de Oratorio al nivel de la iglesia, lo cual redujo considerablemente la problemática existente en ese poblado.



Figura 4-10. Canal natural en a la salida del canal de concreto, Chayotillo

4.2 Características climáticas

El cantón de Oreamuno pertenece a la región Atlántica, la cual presenta un clima tropical húmedo y de lluvia abundante, siendo acentuada en las partes montañosas como es el caso de las faldas del costado sur del volcán Irazú. Esta región tiene un régimen de precipitación promedio de 2300 mm al año, una temperatura máxima media anual de 25°C, una temperatura mínima media anual de 14°C, una temperatura media anual de 20 °C.

El promedio de días lluviosos al año es de 190 días donde no se presenta un periodo seco definido. El tipo de vegetación y la zona de vida presente en su mayoría del cantón de Oreamuno es bosque húmedo montano bajo, el cual presenta una alta humedad y presencia de neblina (Solano y Villalobos, 2001). Es importante mencionar que dentro de este tipo de clima se encuentran las estaciones meteorológicas de Sanatorio Durán y Tierra Blanca.

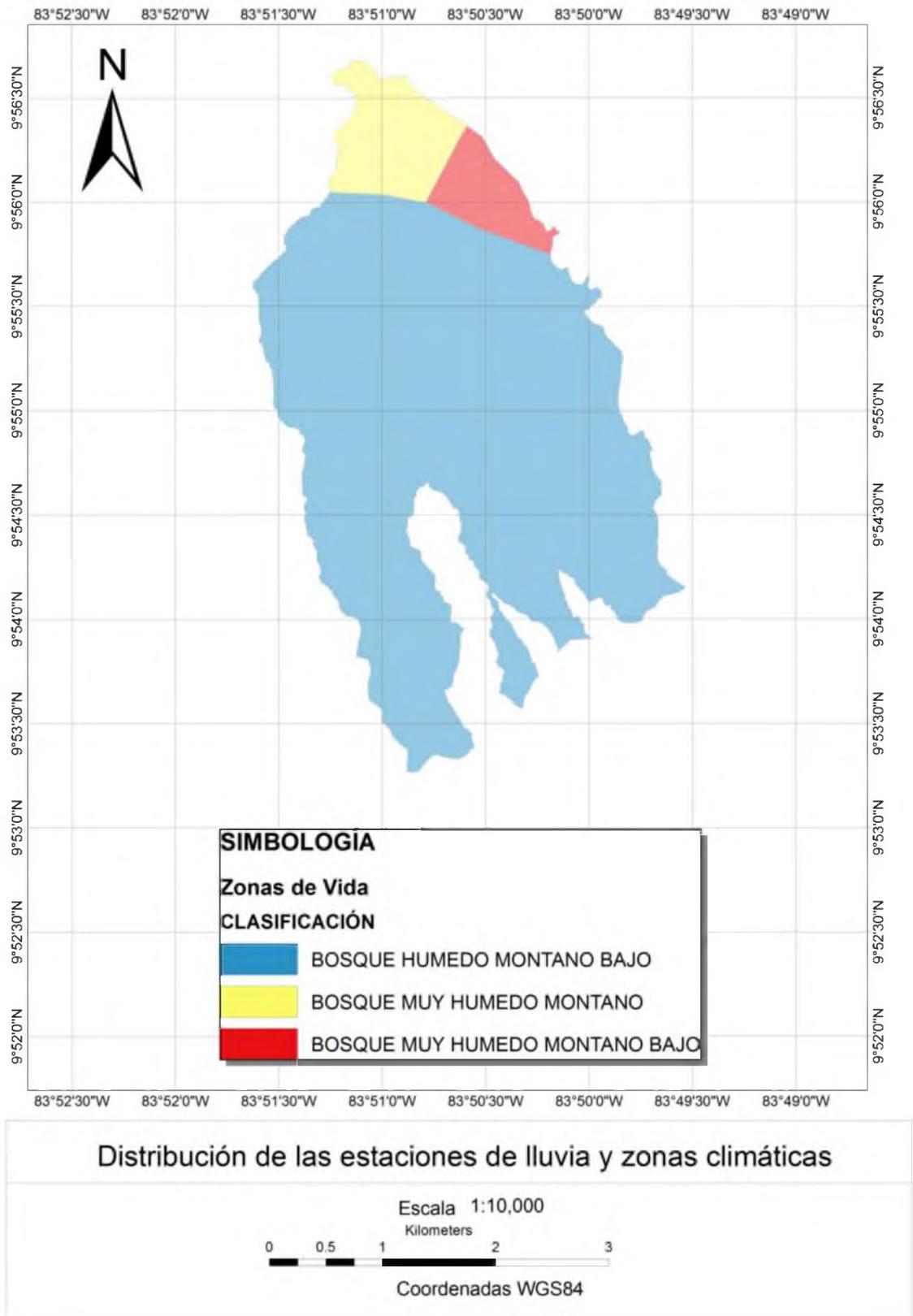


Figura 4-11. Distribución de las zonas climáticas en el área de estudio.

La figura 4-11 muestra como la mayor parte de la cuenca en estudio pertenece a la zona de clima del tipo bosque húmedo montano bajo cuyas características fueron mencionadas antes.

La estación meteorológica 73132-Pacayas presenta una temperatura máxima de 18.9°C, un mínimo promedio anual de 13.4°C y un promedio anual de 15.7°C con datos medidos en el periodo comprendido entre el 2006 y el 2015. En la figura 4-12 se muestra el comportamiento de la temperatura mensual de la estación de Pacayas, la cual se ubica dentro de una zona climática mucho más lluviosa que la presente en la mayoría de la cuenca de estudio, es decir bosque muy húmedo montano bajo.

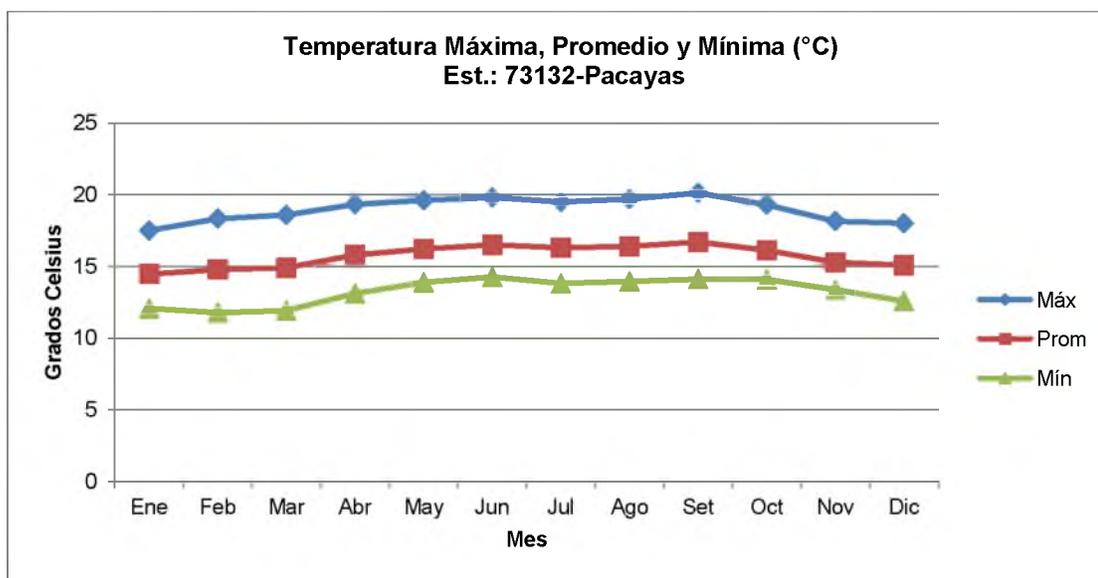


Figura 4-12. Comportamiento de la temperatura mensual de la estación 73132-Pacayas.
Fuente: ICE, 2015

4.3 Análisis hidrológico

Cabe destacar que el área de estudio cuenta con características geomorfológicas particulares, ya que cuenta con quebradas intermitentes, así como pronunciadas depresiones que retienen importantes cantidades de agua de escorrentía, además de altas pendientes.

Las principales fuerzas motrices para el proceso de precipitación-escorrentía son la intensidad y duración de las tormentas, seguido por las características de las cuencas hidrográficas que convierten las precipitaciones de entrada en un hidrograma de salida al punto de desfogue de cada cuenca. El tamaño, la pendiente, la forma, los suelos, y la capacidad de almacenamiento del suelo son parámetros importantes de la geomorfología de la cuenca que influyen en el proceso de precipitación-escorrentía. El uso de la tierra y parámetros de la cobertura terrestre pueden alterar significativamente la respuesta hidrológica natural a través de aumentos en la superficie impermeable, laderas alteradas, y la mejora de las redes de canales de drenaje.

Una herramienta utilizada para poder identificar las líneas de flujo natural y más adelante para otras características hidrológicas fue la función llamada Arc Hydro Tools, la cual tomando como base el modelo de elevación digital, realiza un análisis que permite calcular cuencas, subcuencas, líneas de drenaje y áreas de captación. Dadas las condiciones particulares de esta cuenca se corroboró y afinó la delimitación de las áreas de captación, así como las líneas de drenaje para una delimitación real de las áreas que contribuyen a los puntos de desagüe.

4.3.1 Delimitación y características morfométricas de las cuencas

La delimitación final obtenida es de 13 km², donde se identifica cada cuenca: Cipreses 3,639 km², Oratorio 0,478 km², Chayotillo 4,063 km², Platanillal 1,881 km² y Presidio 2,604 km².

Con base en la cartografía 1:1000 y 1:5000 del Instituto Geográfico Nacional de Costa Rica del 2008 se procedió a generar un modelo de elevación digital con una resolución de 2 m x 2 m fundamental para caracterizar las formas de relieve para el modelaje de las discontinuidades del terreno, áreas, pendientes y principalmente para las redes y áreas de drenaje.

En la Sección 4.1 se realizó una descripción general de las características morfométricas de las cuencas principales, fundamental para una adecuada delimitación de cuenca y para el posterior análisis. Adicional en esta sección se retoman las cuencas calculadas y se da un

mayor nivel de detalle para calcular los parámetros hidrológicos requeridos en el análisis hidrológico a realizar.

La Figura 4-13 muestra la división general de la cuenca de estudio, de manera que es posible ver con detalle la segmentación hecha para el análisis hidrológico, todo sobre una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar, es decir sobre el modelo de elevación digital generado con las curvas de nivel.

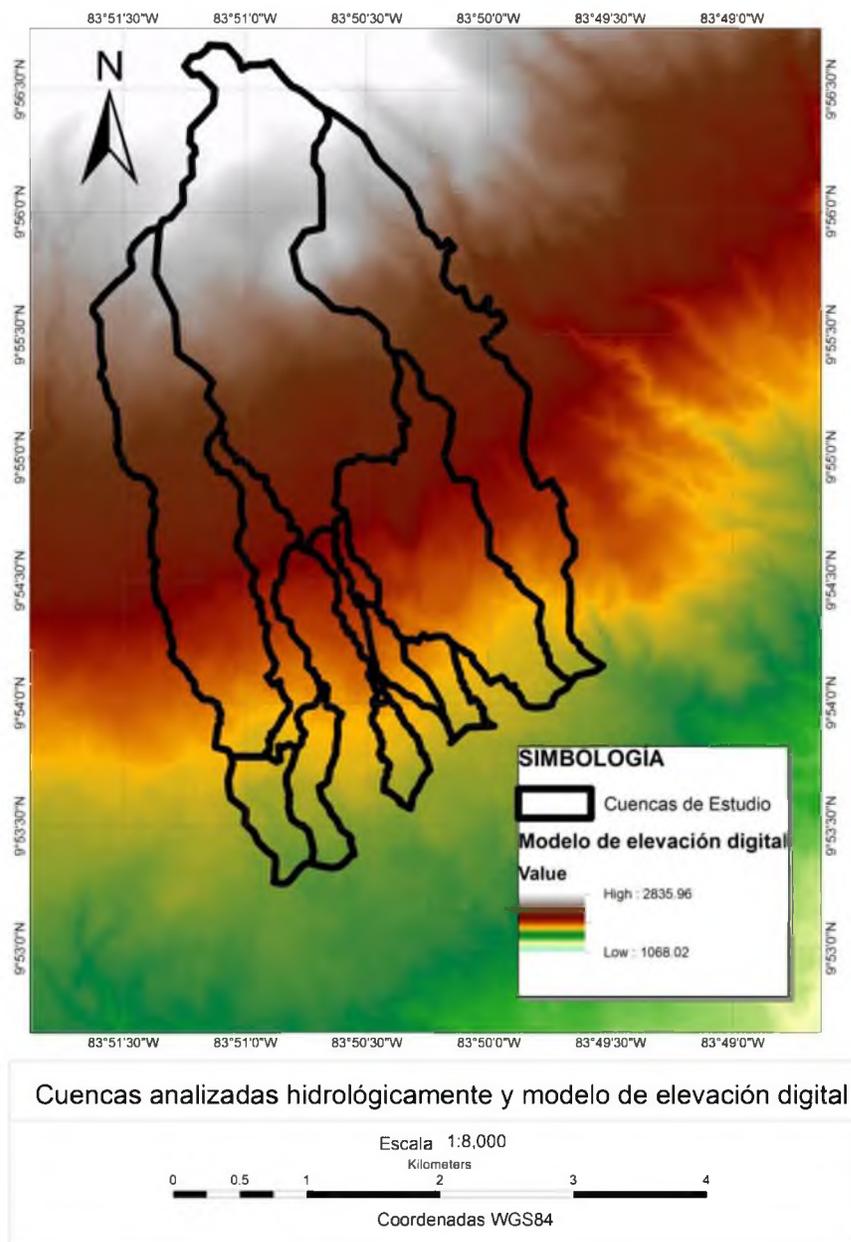


Figura 4-13. Cuencas analizadas hidrológicamente y modelo de elevación digital

Las cuencas cuentan con características topográficas variables, con elevaciones que oscilan entre los 2582 msnm y los 1680 msnm. La mayor área de drenaje la tiene Chayotillo con un área de 4.063 km². La mayoría de las cuencas tienen áreas con pendientes altas en las zonas montañosas. Esto genera tiempos de concentración relativamente cortos.

Los detalles topográficos de las cuencas analizadas se ven en el Cuadro 4-1 mostrado a continuación.

Cuadro 4-1. Características físicas de las cuencas en estudio.

Cuenca	ID	Área (km ²)	Elevaciones (m)			Pendientes s
			Min	Max	Prom	
Cipreses	1	3.639	1680	2582	2131	0.13
Oratorio	2	0.478	1824	1932	1878	0.15
Chayotillo	3	4.063	1730	2811	2054	0.14
Platanillal	4	1.881	1736	2003	3670	0.15
Presidio	5	2.604	1724	2507	5217	0.30

La Figura 4-14 muestra como por medio del modelo de elevación digital es posible generar un mapa de pendientes. Información fundamental para ubicar zonas de posibles embalses o para ubicar zonas que por alta pendiente es importante discutir el uso de suelo que se maneja actualmente y a futuro.

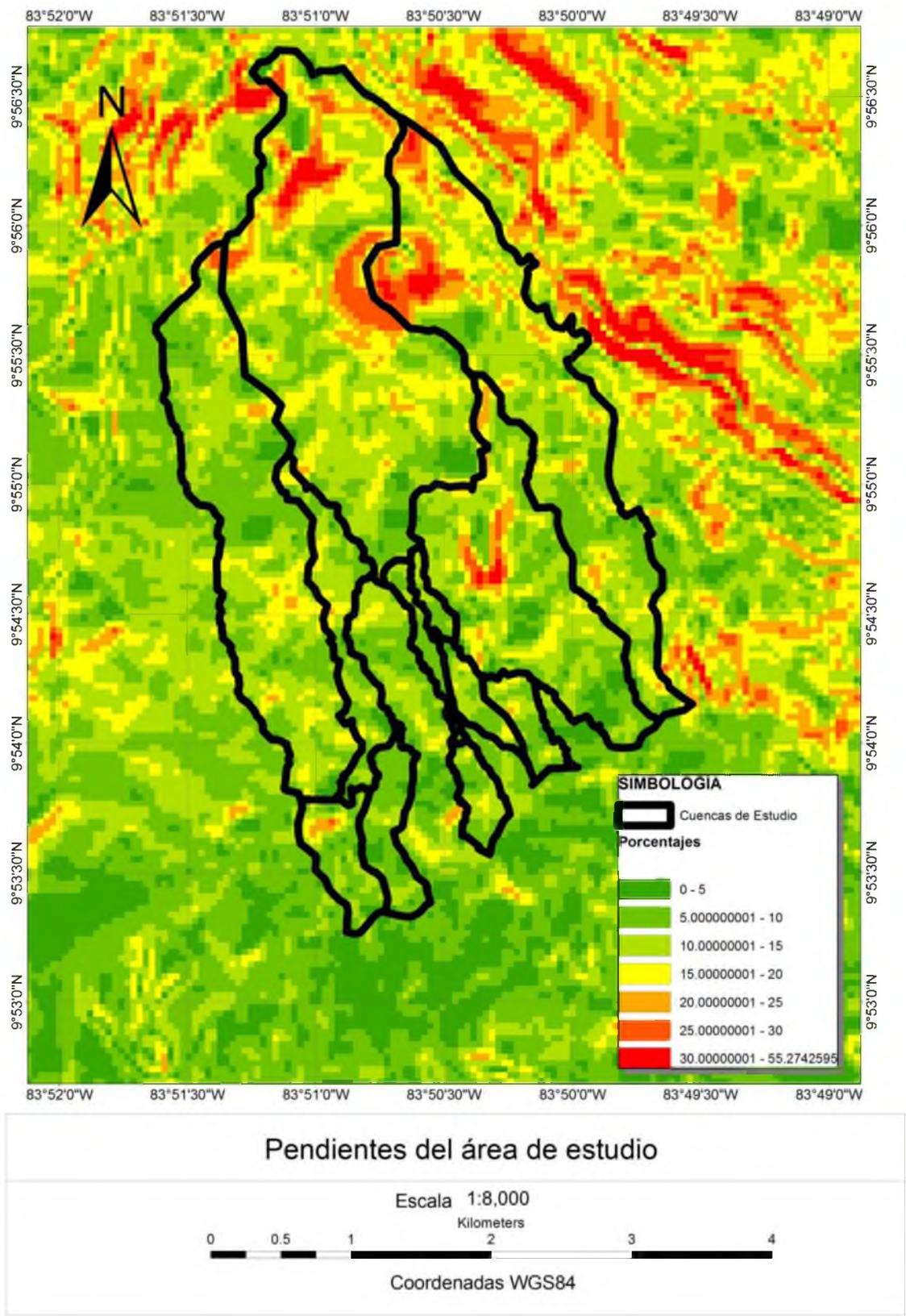


Figura 4-14. Mapa de porcentaje de pendientes del área de estudio

Las cuencas subdivididas en los puntos antes descritos de interés para realizar la modelación hidrológica se resumen a continuación en el Cuadro 4-2 y se muestra en la Figura 4-15.

Cuadro 4-2. Características físicas de las subcuencas.

Microcuenca	ID	Área (km ²)	Elevaciones (msnm)			Pendientes
			Max	Min	Prom	
Cipreses arriba	1.1	2.375	2582	1783	2183	0.16
Cipreses arriba derecha	1.2	0.565	2234	1776	2005	0.14
Cipreses urbano	1.3	0.351	1853	1680	1767	0.11
Cipreses río	1.4	0.348	1776	1680	1728	0.10
Chayotillo río	2.1	3.720	2811	2039	2425	0.16
Chayotillo río arriba	2.2	0.154	2048	1847	1950	0.12
Chayotillo río abajo	2.3	0.187	1850	1730	1790	0.14
Oratorio Arriba	3.1	0.090	2052	1932	1992	0.15
Oratorio Embalse	3.2	0.177	1932	1779	1856	0.14
Oratorio Iglesia	3.3	0.211	1890	1758	1824	0.15
Platanillal	4	1.881	2003	1736	1869	0.15
Presidio	5	3.883	2507	1724	2115	0.30

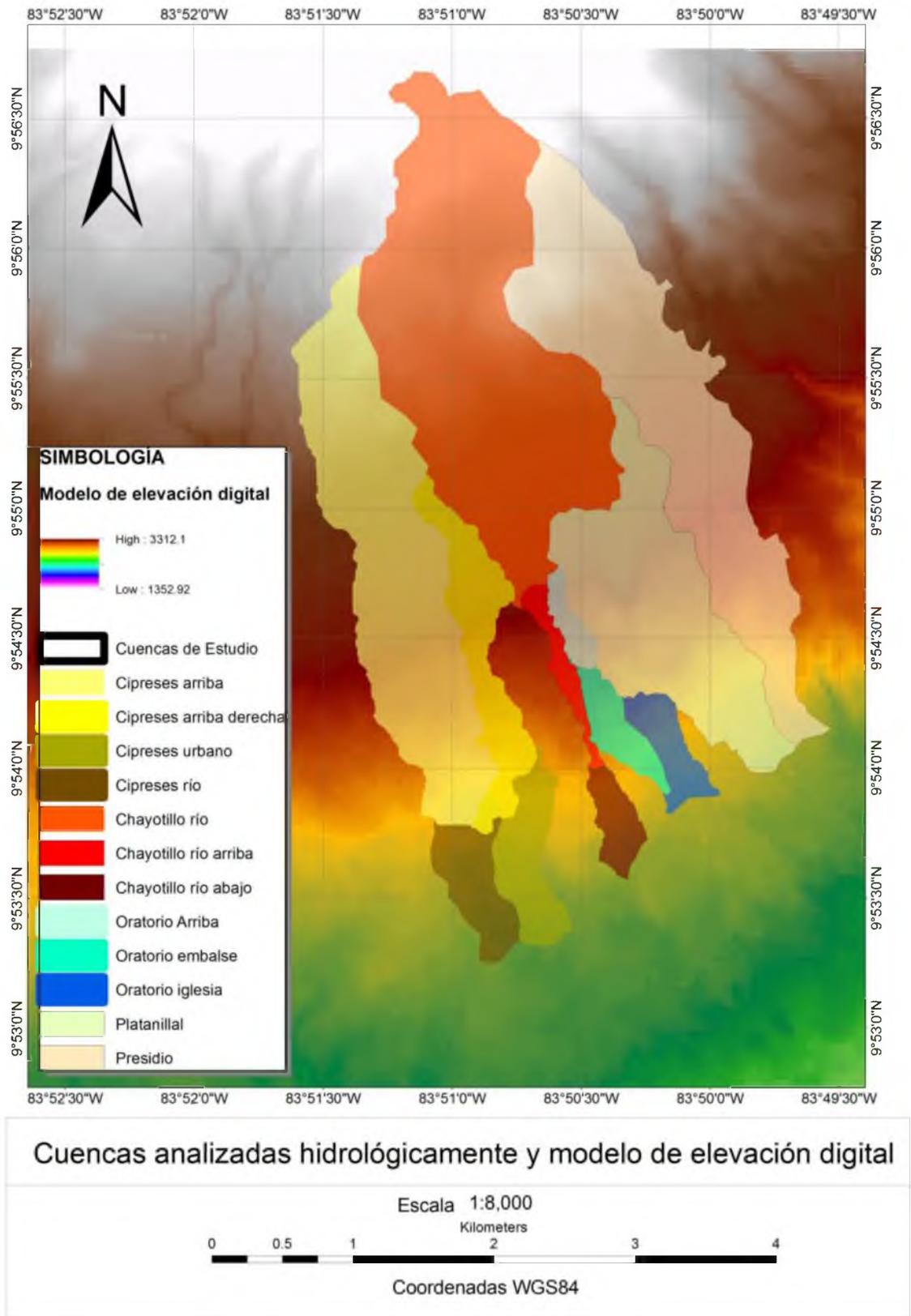


Figura 4-15. Mapa de porcentaje de pendientes del área de estudio

4.3.2 Datos de precipitación y lluvia de diseño

Se cuenta con precipitación máxima anual para diferentes duraciones de lluvia tanto para las estaciones del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) como de las estaciones del Instituto Meteorológico Nacional (IMN).

Se realizaron polígonos de Thiessen con las estaciones cercanas y se tomó en cuenta el tipo de zona climática que presenta la mayoría de esta área como se vio en la sección de características climáticas. La Figura 4-16 muestra los polígonos de Thiessen para la cuenca.

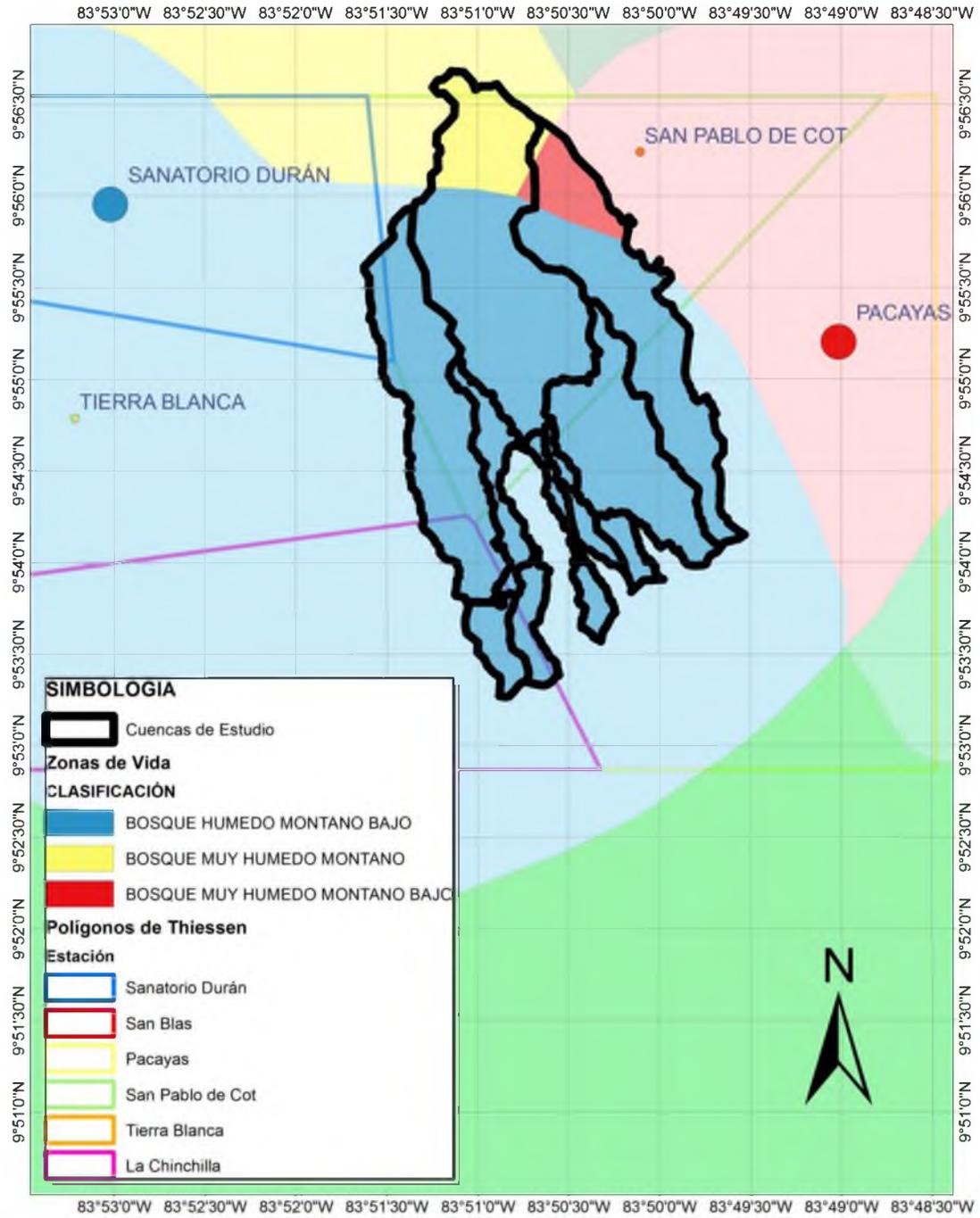


Figura 4-16. Mapa de polígonos de Thiessen

Cuando se realiza un análisis de frecuencia para estimar lluvias de diseño se debe de contar con un registro suficiente que abarque años secos y lluviosos. Además no es recomendable extrapolar la función de probabilidad más del doble del periodo de retorno estimado con los datos medidos, ya que se estaría incurriendo en estimaciones poco confiables. De esta forma se descartaron todas las estaciones menos Pacayas del IMN con más de 24 años de datos y las estaciones de Sanatorio Durán del ICE con 16 años de datos.

Finalmente entre Pacayas y Sanatorio Durán se decide utilizar la Estación Sanatorio Durán por ser consecuente con el mapa de zonas de vidas, de manera que representa al área de estudio con precipitaciones un poco menores a las que se podría encontrar con la estación Pacayas de 77.6mm promedio para 24h contra 62.9mm para Sanatorio Durán por ejemplo.

Cuadro 4-3. Precipitación máxima para diferentes duraciones de lluvia en la estación de 73011- Sanatorio Durán. Fuente ICE.

Año	5 min	10 min	15 min	30 min	1 hora	2 horas	3 horas	6 horas	24 horas
2000	5.6	9.4	12.7	19.0	27.5	30.8	31.4	34.6	43.9
2001	5.1	9.2	12.5	15.0	22.0	25.7	28.1	36.4	36.7
2002	6.4	9.6	13.4	19.2	23.8	34.0	41.3	57.3	63.3
2003	6.6	12.4	15.2	21.5	32.0	44.9	46.1	47.3	65.3
2004	7.4	11.2	12.9	19.8	26.9	40.6	46.5	68.3	105.2
2005	8.9	15.7	22.4	30.7	36.8	41.1	46.7	58.9	68.1
2006	7.6	14.2	20.1	29.5	35.8	53.1	68.8	84.3	84.8
2007	6.9	13.5	16.0	28.4	39.9	44.2	45.2	46.2	49.8
2008	6.6	12.7	17.8	27.7	30.7	31.5	34.5	58.9	70.6
2009	7.9	14.7	19.8	30.2	47.0	70.6	81.3	93.2	94.5
2010	4.3	8.1	10.2	14.2	17.0	22.1	26.7	32.3	83.6
2011	5.3	10.2	12.2	15.7	21.3	26.4	27.2	33.8	52.6
2012	5.1	9.7	13.7	23.9	33.3	41.7	42.2	47.0	49.5
2013	6.1	11.9	17.5	31.0	42.4	49.5	53.8	55.1	55.1
2014	8.1	14.0	19.6	24.6	31.0	31.0	36.8	40.1	42.7
2015	7.4	10.2	13.0	20.6	34.0	39.9	39.9	40.4	40.6

La distribución temporal de la lluvia para eventos es establecida con la frecuencia de la series para diferentes duraciones y periodos de retorno, realizando el método del Bloque Alterno.

Se realizó un análisis de frecuencia para calcular las láminas de lluvia máximas diarias anuales. La distribución que se ajustó mejor a los datos de lluvia fue la distribución tipo Gumbel. El Cuadro 4-4 presenta los valores de precipitación máximos diarios anuales.

Cuadro 4-4. Valores de precipitación máxima anual, 73011-Sanatorio Durán del ICE.

Fecha año	Precipitación máxima anual (mm)
2000	43.90
2001	36.70
2002	63.30
2003	65.30
2004	105.20
2005	68.10
2006	84.80
2007	49.80
2008	70.60
2009	94.50
2010	83.60
2011	52.60
2012	49.50
2013	55.10
2014	42.70
2015	40.60
Promedio (mm)	62.89
STD (mm)	20.43
Coefficiente de asimetría	0.69
Coefficiente de variación	0.32
Factor de escala (alfa)	15.93
Factor de posición (beta)	53.70

Con los datos brindados por el ICE fue posible calcular las láminas máximas para los periodos de retorno de esta investigación y para las distintas frecuencias. Es importante destacar como dentro de los máximos obtenidos para el año 2004 se presentó un evento diario máximo muy cercano al estimado para un periodo de retorno de 25 años y en el año 2009 uno cercano a un periodo de retorno de 15 años. La dificultad para conocer la fecha exacta de esos eventos durante su respectivo año es el motivo por el que la distribución temporal de la lluvia usada es teórica. La distribución utilizada para todos los periodos de retorno es teórica producto del método del Bloque Alterno y no la distribución que se presentó en esos eventos reales ya que no se cuenta con esa información.

En el siguiente Cuadro 4-5 se tabulan estos máximos para la estación utilizada en la investigación.

Cuadro 4-5. Análisis de frecuencia de las estaciones de Sanatorio Durán

Periodo de Retorno	Kt	5 min	10 min	15 min	30 min	1 hora	2 horas	3 horas	6 horas	24 horas
73011-Sanatorio Durán										
5	0.72	7.50	13.32	18.12	27.40	37.17	47.94	54.17	64.95	77.59
10	1.30	8.24	14.66	20.21	30.83	41.92	55.06	62.82	75.37	89.54
15	1.63	8.66	15.42	21.38	32.76	44.60	59.07	67.71	81.26	96.29
25	2.04	9.19	16.36	22.84	35.16	47.92	64.05	73.76	88.55	104.64
50	2.59	9.89	17.62	24.79	38.37	52.37	70.71	81.87	98.32	115.85

Los datos de precipitación máxima para el modelo hidrológico de eventos fueron calculados para periodos de retorno de 5, 10, 15, 25 y 50 años y se muestran gráficamente en la Figura 4-17 mostrada a continuación.

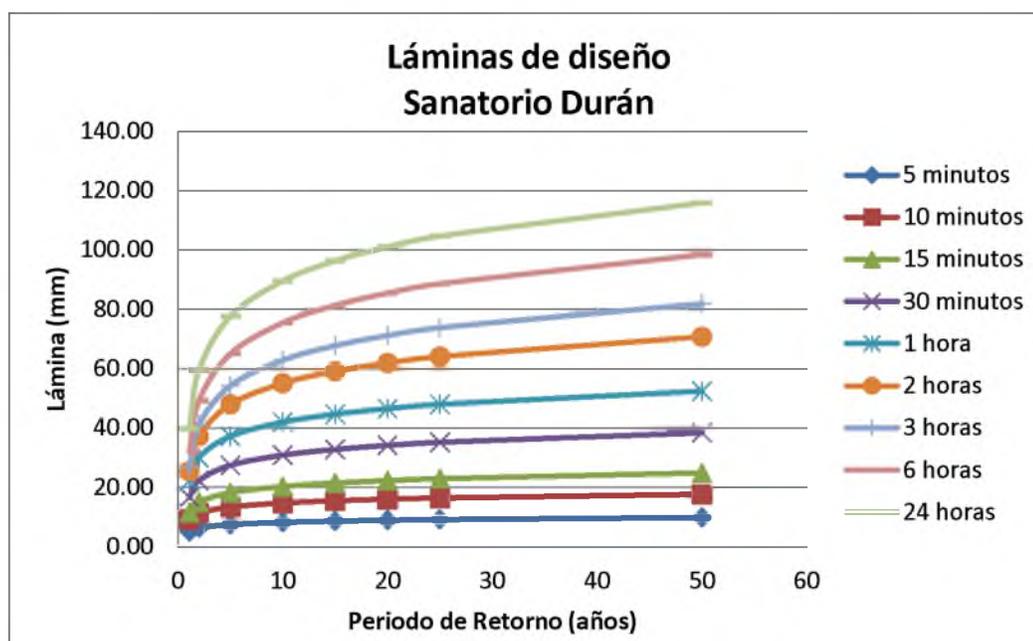


Figura 4-17. Láminas de diseño para diferentes periodos de retorno y duraciones de lluvia, estación 73011-Sanatorio Durán.

Los datos calculados de precipitación máxima mostrados en la Figura 4-17 se utilizaron en la modelación de esta investigación en HEC-HMS para el cálculo de los caudales de escorrentía mediante el método meteorológico de Tormenta de Frecuencia para cada periodo de retorno con la distribución de bloques. Estos hidrogramas teóricos se muestran para cada microcuenca en el Apéndice 8.

4.3.3 Modelo de simulación de pérdidas por escorrentía

El modelo para simulación de pérdidas por escorrentía que se utiliza en el programa HEC-HMS, es el método de las abstracciones del Servicio de Conservación de Suelos (NRCS), de los Estados Unidos de América, tomado del manual TR-55 para Hidrología Urbana para Pequeñas Cuencas. Este método hace el cálculo de un Número de Curva (CN) ponderado de la cuenca. Este número corresponde a las relaciones hidrológicas del suelo-cubierta y usos de la tierra. Los principales factores para determinar CN son el grupo hidrológico del suelo, tipo de cobertura, y la condición de humedad antecedente.

4.3.3.1 Tipos de suelo

Según la clasificación de órdenes y subórdenes de suelos de Costa Rica y datos de campo recopilados por el Centro de Investigaciones Agronómicas (CIA) de la Universidad de Costa Rica se logró determinar que los suelos de la zona se comportan como los suelos del grupo hidrológico B. Donde los puntos tomados por el CIA clasifican al suelo como una clase textural franco arenosa y clasificada como "Buen Drenaje".

Se hicieron además pruebas de campo para corroborar la alta capacidad de infiltración del suelo mediante el método del doble anillo. Donde la velocidad de infiltración cuasi-constante obtenida fue de 60mm/h, clasificada como permeabilidad moderada. La velocidad de infiltración básica calculada: 21.43mm/h. Esto se encuentra dentro del rango de 20-30mm/h para suelos franco arenosos. Por lo que se corrobora la gran capacidad de infiltración del suelo y su clasificación tipo B.

La siguiente Figura 4-18 muestra la ubicación exacta del punto tomado para la prueba de infiltración realizada en campo, así como la clasificación dada por el CIA de los tipos de suelos del área de estudio.

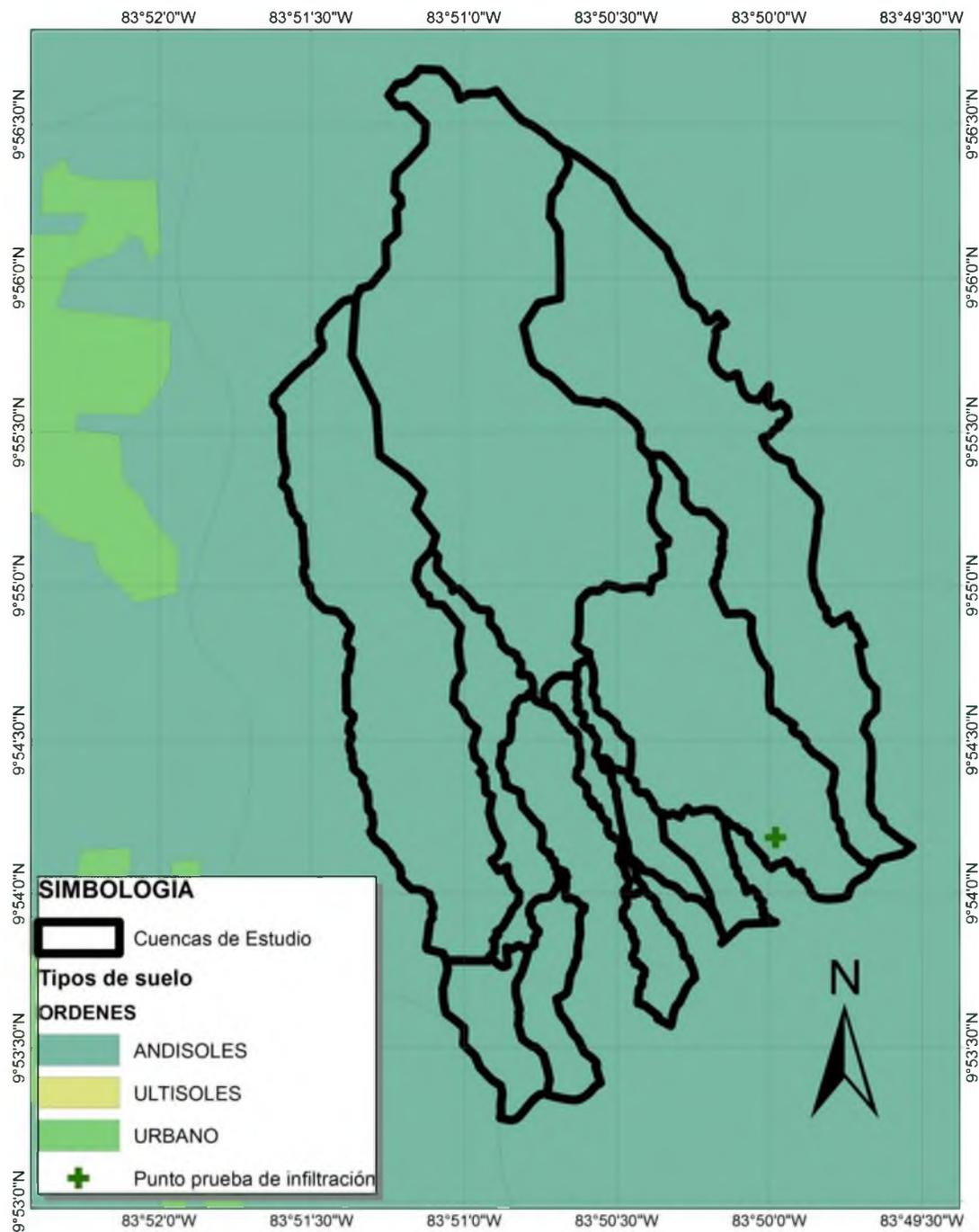


Figura 4-18. Clasificación de suelos por orden del área de estudio.

4.3.3.2 *Uso de suelo del terreno. Número de curva (Método NRCS)*

Por medio del proyecto PRU-GAM fue posible contar con mapas digitales 1:10000 para el año 2010 con una detallada clasificación en el uso de suelo, la cual fue adaptada a la clasificación del NRCS, revisada y corregida contra ortofotos del mismo año. Cabe destacar como la mayor área es usada para pastos con un 49.16%, seguido por cultivos 29.33% y en tercer lugar zonas de pastos con árboles dispersos 12.61%. Los resultados del análisis se muestran en el Cuadro 4-6 donde se muestran las áreas de cada uso de suelo.

Cuadro 4-6. Números de curva para usos de suelo en el área de estudio.

Descripción	CN	Área (km ²)	%
Cementerio	79	0.00	0.03%
Uso comercial y servicios diversos	92	0.01	0.07%
Terrenos no cultivables(e)	85	0.01	0.11%
Uso industrial naves	88	0.02	0.12%
Deporte y recreación	69	0.02	0.14%
Charral (d)	56	0.04	0.28%
Zona residencial densa	86	0.04	0.28%
Explotación agropecuaria confinada (o)	81	0.06	0.43%
Terrenos no cultivables(e)	85	0.06	0.45%
Caña de azúcar	48	0.10	0.70%
Bosque de frondosas(ca)	55	0.23	1.65%
Calles ,camino	89	0.27	1.97%
Zona residencial dispersa	72	0.37	2.68%
Pastos con árboles dispersos (v)	59	1.73	12.61%
Otros cultivos (s)	78	4.04	29.33%
Pasto	61	6.76	49.16%

Por medio del software ArcMap 10 una vez clasificados los polígonos con su uso de suelo según la metodología del NRCS, y conocido el tipo de suelo se les asignó su número de curva correspondiente. Toda el área de estudio se encuentra en el mismo tipo de suelo tipo B. Este programa permite exportar como tablas los usos de suelos con su respectiva área y número de curva, con lo cual se calculó el número de curva ponderado para cada cuenca

tanto para la condición antecedente tipo II como la tipo III, además de su área. Mediante la metodología del NRCS para abstracciones de lluvia visto en la sección 2.4 y en las ecuaciones (2-6) y (2-7.)

En el Cuadro 4-7 se muestran las microcuencas con el resultado del cálculo del número de curva para la condición hidrológica tipo II, la cual es la condición de humedad promedio.

Cuadro 4-7. Áreas y números de curva ponderado.

Microcuenca	ID	CN II promedio
Cipreses arriba	1.1	62.42
Cipreses arriba derecha	1.2	62.06
Cipreses urbano	1.3	70.51
Cipreses río	1.4	63.50
Chayotillo río	2.1	68.32
Chayotillo río arriba	2.2	61.84
Chayotillo río abajo	2.3	73.72
Oratorio Arriba	3.1	62.18
Oratorio embalse	3.2	66.31
Oratorio Iglesia	3.3	69.06
Platanillal	4	65.73
Presidio	5	69.17

4.3.4 Tiempo de concentración (t_c)

El procedimiento para el cálculo del tiempo de concentración describe tres tipos de flujo en los tiempos de concentración: flujo superficial en lámina para los primeros 91m (t_{c1}), flujo superficial concentrado poco profundo para el tramo intermedio (t_{c2}) y flujo superficial concentrado en canales abiertos (t_{c3}).

Por medio del Arc Hydro Tool se trazaron las líneas para los tiempos de concentración en primera instancia, luego se corrigieron según la topografía, uso del suelo que hacen que presente ciertos cambios como la presencia de carreteras u otros obstáculos. Para el tercer flujo se aproximó las dimensiones del canal por medio de fotografías tanto de Google Earth, ortofotos, mapas 1:10000 y 1:50000 disponibles, así como visitas al campo, tanto

para asignar los coeficientes de rugosidad como para dimensionar el canal. Además por medio del mapa de elevación digital se obtuvo para cada punto de análisis la elevación para poder generar la pendiente requerida.

El cuadro 4-8 resumen los tiempos de concentración calculados según la metodología del NRCS explicada en la sección 2-5 para cada microcuenca. Es importante destacar como según la metodología del NRCS el $Tlag$ es producto de la multiplicación el Tc por 0.6

Cuadro 4-8. Tiempos de concentración.

Microcuenca	ID	Área (km ²)	Elevaciones (msnm)			Tc (min)	Tlag (min)
			Max	Min	Prom		
Cipreses arriba	1.1	2.375	2582	1783	2183	51.08	30.65
Cipreses arriba derecha	1.2	0.565	2234	1776	2005	51.36	30.81
Cipreses urbano	1.3	0.351	1853	1680	1767	14.71	8.83
Cipreses río	1.4	0.348	1776	1680	1728	38.70	23.22
Chayotillo río	2.1	3.720	2811	2039	2425	45.69	27.42
Chayotillo río arriba	2.2	0.154	2048	1847	1950	41.11	24.67
Chayotillo río abajo	2.3	0.187	1850	1730	1790	15.21	9.12
Oratorio Arriba	3.1	0.090	2052	1932	1992	30.31	18.18
Oratorio embalse	3.2	0.195	1932	1779	1856	62.04	37.22
Oratorio Iglesia	3.3	0.193	1890	1758	1824	27.10	16.26
Platanillal	4	1.881	2003	1736	1869	30.11	18.07
Presidio	5	3.883	2507	1724	2115	103.26	61.95

4.3.5 Corroboración del modelo

Se partió de información disponible por parte de la Municipalidad de Oreamuno. En la cual se registran fotografías, videos y mapas de la zona inundada de Cipreses. Donde el dato más relevante es un video donde se muestra exactamente la zona de la alcantarilla cubierta con agua y se muestra además el área que abarca la zona inundada de la zona del embalse.



Figura 4-19. Toma de pantalla de video de inundación de Cipreses.

Tomando como base este video y fotos, sumado al levantamiento topográfico de esta zona se aproximó la altura de inundación sobre la carretera. Con esta información se conoce la altura a la que llegó el área de inundación para el día de este evento que corresponde a 1682,5 msnm y se conoce el volumen de almacenamiento del embalse máximo a esta altura 830m^3 , así como las características de la alcantarilla existente.

El siguiente paso fue ubicar la fecha exacta de este acontecimiento. Para eso fue necesario hacer entrevistas a vecinos de la zona para estar seguros de la fecha del evento. Finalmente se determinó que la inundación fue dada para la semana del 20 de septiembre de 2010. Por tanto se solicitaron los datos de lluvia cada 5 minutos al ICE de la Estación Meteorológica escogida: Sanatorio Durán 73011 ubicada a 2345msnm para los días cercanos a esta fecha.

El análisis de los datos de lluvia obtenidos para esta fecha muestran lluvias continuas por varios días seguidos, lo cual es coherente a lo escuchado en las entrevistas de la comunidad y a la experiencia de los ingenieros del MAG Pacayas. Donde se comenta que el momento de inundación suele ser un día donde previamente se presentaron lluvias.

Siguiendo esta información se analizaron cinco días de lluvia seguida, dando como resultado que la fecha del 22 de septiembre era la que correspondía al comportamiento que describió la comunidad.

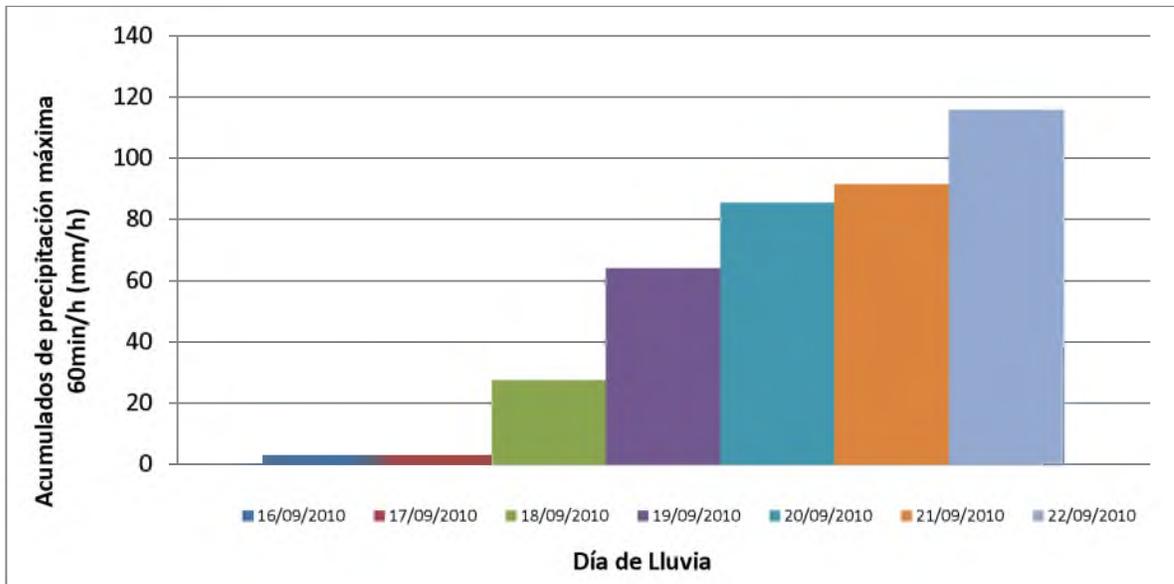


Figura 4-20. Lluvia acumulada de los cinco días antes del evento de inundación de la Estación Sanatorio Durán.

Fuente: ICE

Los datos mostrados en la gráfica de la Figura 4-20 muestran como el número de curva debe ser de tipo III, ya que los cinco días previos al evento de inundación son mayores a los 53mm, esto se debe a la gran cantidad de agua acumulada en el suelo. El suelo se comporta como suelo saturado.

Para poder correr el modelo se modeló la configuración hidráulica existente. Esto incluye la alcantarilla existente con sus dimensiones y pendientes, el embalse aguas arriba de esta y las características aguas abajo de la alcantarilla. Toda esta información fue tomada del levantamiento topográfico realizado para la zona de Cipreses. Dichos datos y dimensiones se muestran con detalle en la sección 5-1, donde se explica con detenimiento cada configuración.

Para esta sección el objetivo fue corroborar que el modelo tuviese un comportamiento similar al observado en las fotos y videos brindados por la Municipalidad el día del evento de inundación. Por tanto se esperó que bajo las condiciones estimadas del modelo: áreas, número de curva, tiempo de concentración y configuración hidrológica; sumado a las dimensiones, alturas y pendientes de la alcantarilla y embalse levantado topográficamente.

Al correr el modelo con la tormenta de precipitaciones máximas cada 5 minutos, se presentaron picos de almacenamiento para cada día de tormenta. Sin embargo, el único día que presentó desbordamiento fue el 22 de septiembre. Por tanto se obtiene desbordamiento sobre la carretera corroborando que el modelo propuesto en esta investigación se comporta de manera similar a lo visto en el campo.

En el Cuadro 4-9 se muestran los caudales picos generados con la tormenta de diseño de esta sección. Con estos datos es posible comparar el comportamiento con los periodos de retorno estimados en la sección 4.4.

Cuadro 4-9. Resultados de modelación hidrológica con la tormenta de ajuste.

Cuenca	Elementos hidrológicos	Área de Drenaje (km ²)	Caudal Pico (m ³ /s)
Cipreses	Cipreses arriba	2.375	8.5
	Cipreses arriba derecha	0.565	2.0
	Unión Arriba	2.940	10.5
	Cipreses río	0.348	1.4
	Cipreses urbano	0.351	1.9
	Unión puente Cipreses	3.639	12.8
Chayotillo	Chayotillo río	3.720	8.2
	Chayotillo río arriba	0.154	0.3
	Unión Río	3.874	8.5
	Chayotillo río abajo	0.187	0.8
	Unión puente Chayotillo	4.061	8.8
Oratorio	Oratorio arriba	0.090	0.2
	Oratorio embalse	0.198	0.5
	Unión Arriba/Embalse	0.288	0.7
	Oratorio Iglesia	0.211	0.7
	Unión puente Oratorio	0.499	1.3
Platanillal	Platanillal	1.881	5.9
	Unión puente Platanillal	1.881	5.9
Presidio	Presidio	3.883	10.3
	Unión puente Presidio	3.883	10.3

Este comportamiento se observa en la Figura 4-21 donde se puede observar que para el día 22 de septiembre la altura del agua es mayor a la altura máxima de la carretera de 1682,5msnm, por tanto se presenta un desbordamiento del agua sobre la calle igual a lo observado en el campo el día del evento de lluvia crítico.

Además el comportamiento de esta tormenta corresponde a un periodo de retorno de 25 años, es decir de un caudal pico de 12.8 m³/s como se muestra en el Cuadro 4-9, corroborando también que para este periodo se espera un desbordamiento sobre la carretera. Esto se analizará con detalle en la sección 5-1 y se puede comparar este caudal pico en el Cuadro 4-10.

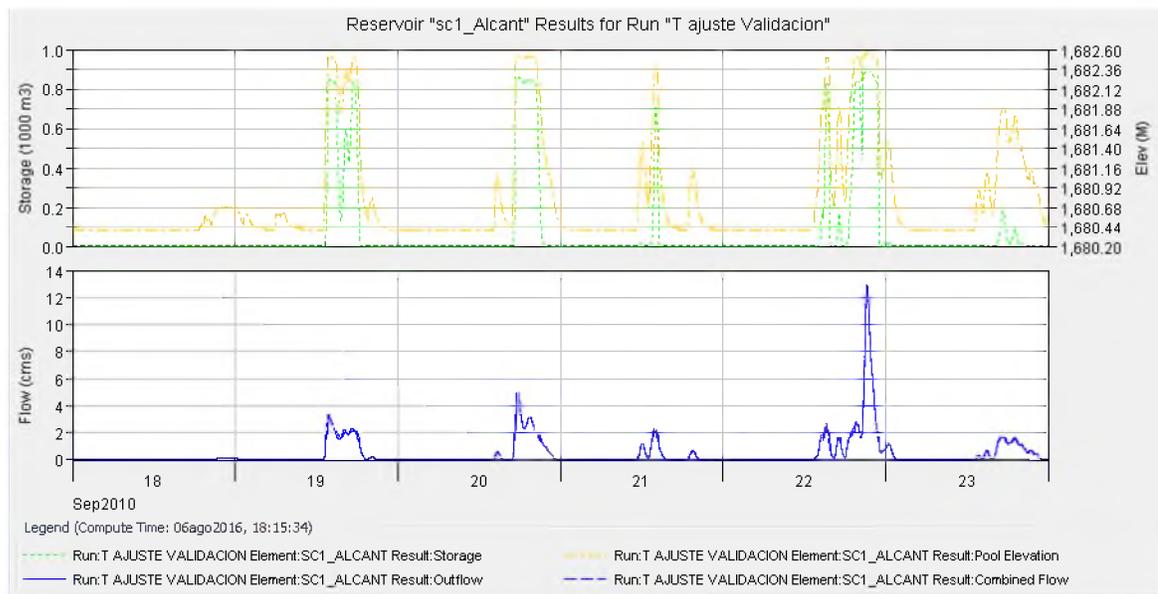


Figura 4-21. Comportamiento hidráulico de zona de inundación en Cipreses bajo la tormenta real para la validación del modelo.

4.4 Resultados del análisis hidrológico

El modelo hidrológico desarrollado simula la esorrentía en las microcuencas, así como en los puntos de interés donde se encontraron zonas propensas a inundaciones recurrentes: Cipreses, Chayotillo, Oratorio, Platanillal y Presidio, todo bajo la condición hidrológica de número de curva tipo II.

La cuantificación del caudal que llega a la laguna que drena en la Quebrada Cipreses se estima en 12.8 m³/s y 16.4 m³/s para recurrencias de 25 y 50 años de periodo de retorno.

El caso de la microcuenca Chayotillo se genera un caudal de 21.6 y 26.7 m³/s para 25 y 50 años de periodo de retorno en el punto de entrada del canal revestido sobre la carretera.

En Oratorio el caudal que desciende por la carretera detrás de la Iglesia de Oratorio se estima en 1.5 m³/s para 25 años de periodo de retorno y 1.9 m³/s para un periodo de retorno de 50 años. Sobre la carretera se juntan los caudales de otra microcuenca que aporta 1.4 m³/s. De esta forma se tendría un caudal de 2.6 m³/s en la carretera nacional 230.

Para Platanillal y Presidio el caudal para 25 años es de 10.6 y 13.8 m³/s respectivamente, mientras que para un periodo de retorno de 50 años los caudales picos respectivos son de 13.3 y 17.2 m³/s.

Cabe destacar que las duraciones de lluvia utilizadas para calcular estos caudales son eventos de 24 horas, lo cual es más conservador que calcular un caudal con un evento de menor duración.

En el Cuadro 4-10 se presentan los resultados de la modelación hidrológica para cada una de las cuencas simuladas y los elementos hidrológicos utilizados como microcuencas, uniones y tránsitos de avenida según sus conexiones hidrológicas de aguas arriba hacia aguas abajo. En negrita además se resaltan los puntos de interés donde se desea modelar hidráulicamente.

Cuadro 4-10. Resultados de modelación hidrológica.

Cuenca	Periodo de Retorno (años)		5	10	25	50
	Elementos hidrológicos	Área de Drenaje (km ²)	Caudales Pico (m ³ /s)			
Cipreses	Cipreses arriba	2.375	3.3	5.3	8.2	10.6
	Cipreses arriba derecha	0.565	0.8	1.2	1.9	2.5
	Unión Arriba	2.940	4.1	6.5	10.1	13.1
	Cipreses río	0.348	0.6	1.0	1.5	1.9
	Cipreses urbano	0.351	1.8	2.5	3.4	4.1
	Unión puente Cipreses	3.639	5.3	8.3	12.8	16.4
Chayotillo	Chayotillo río	3.720	9.9	14.2	20.2	24.8
	Chayotillo río arriba	0.154	0.2	0.4	0.6	0.7
	Unión Río	3.874	10.2	14.6	20.7	25.6
	Chayotillo río abajo	0.187	1.2	1.6	2.1	2.5
	Unión puente Chayotillo	4.061	10.6	15.2	21.6	26.7
Oratorio	Oratorio arriba	0.090	0.2	0.3	0.4	0.5
	Oratorio embalse	0.198	0.4	0.6	0.8	1.0
	Unión Arriba/Embalse	0.288	0.5	0.7	1.1	1.4
	Oratorio Iglesia	0.211	0.8	1.1	1.5	1.9
	Unión puente Oratorio	0.499	1.1	1.7	2.4	2.6
Platanillal	Platanillal	1.881	4.8	7.2	10.6	13.3
	Unión puente Platanillal	1.881	4.8	7.2	10.6	13.3
Presidio	Presidio	3.883	7.0	9.9	13.8	17.2
	Unión puente Presidio	3.883	7.0	9.9	13.8	17.2

En la Figura 4-22 se grafican los caudales máximos del Cuadro 4-10 con periodos de retorno de 5, 10, 25 y 50 años para las uniones de las cuencas analizadas.

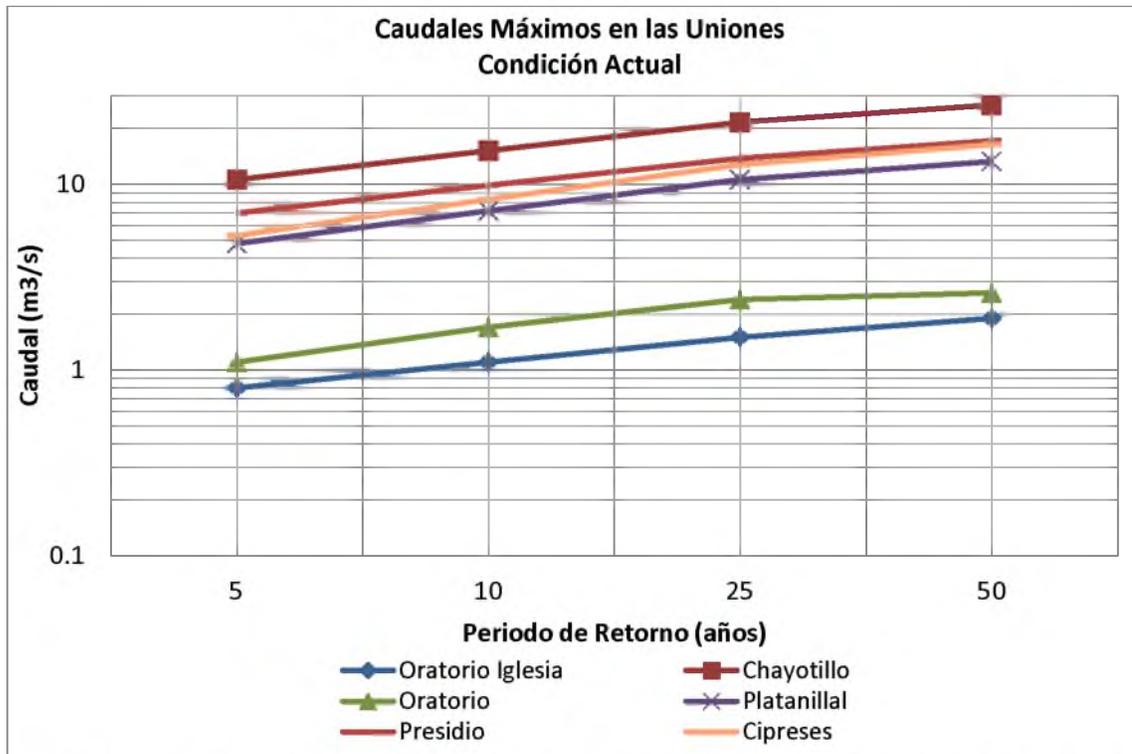


Figura 4-22. Caudales simulados condición actual para periodos de retorno (5, 10, 25 y 50 años)

Capítulo 5. Modelación de la Situación Actual

Los escenarios de inundación son Cipreses, Oratorio y Chayotillo donde existe infraestructura hidráulica limitada para los volúmenes de escorrentía calculados. Este capítulo calcula las capacidades actuales de la infraestructura vigente y las ubica dentro de los periodos de retorno calculados en el capítulo anterior.

Para el análisis se utilizó el software HY-8 para las alcantarillas circulares que están presentes en Cipreses y Oratorio, mientras que para Chayotillo se analizó su capacidad mediante HEC-RAS. Por tanto se analiza cada uno de estos tres puntos por aparte describiendo características hidráulicas y finalmente se explica la modelación en conjunto del sistema.

5.1 Zona de Cipreses

5.1.1 Características generales

El punto crítico de esta área de estudio cuenta con un área de inundación en su parte superior, el cruce de la alcantarilla por la carretera 230 y la obstrucción de unas construcciones aguas abajo de la salida de la alcantarilla que poseen orden de demolición por parte de la Municipalidad.

Se realizó para el análisis hidráulico un levantamiento topográfico del área de inundación para conocer el volumen de inundación así como la altura máxima de inundación que está dada por la carretera 230.

Así mismo se levantaron las dimensiones necesarias para la modelación hidráulica de la alcantarilla que evacua estas aguas: diámetro, longitud, pendiente y sumamente importante las dimensiones del canal de salida de esta alcantarilla. Estas dimensiones, volúmenes y alturas se encuentran detalladas en las secciones de cada problema específico en este capítulo.

Se simuló hidráulicamente la alcantarilla mediante el software HY-8 que permite crear las curvas de rendimiento de las alcantarillas existentes con las condiciones de: pendiente de

alcantarilla, forma y materiales de alcantarilla, que definen con esto su capacidad de descarga en función de la altura de agua acumulada en su entrada. Además se analizó su capacidad en conjunto con el área de embalse mediante HEC-HMS.

La figura 5-1 muestra la ubicación de la alcantarilla y el embalse de la zona de inundación dentro de la cuenca de estudio.

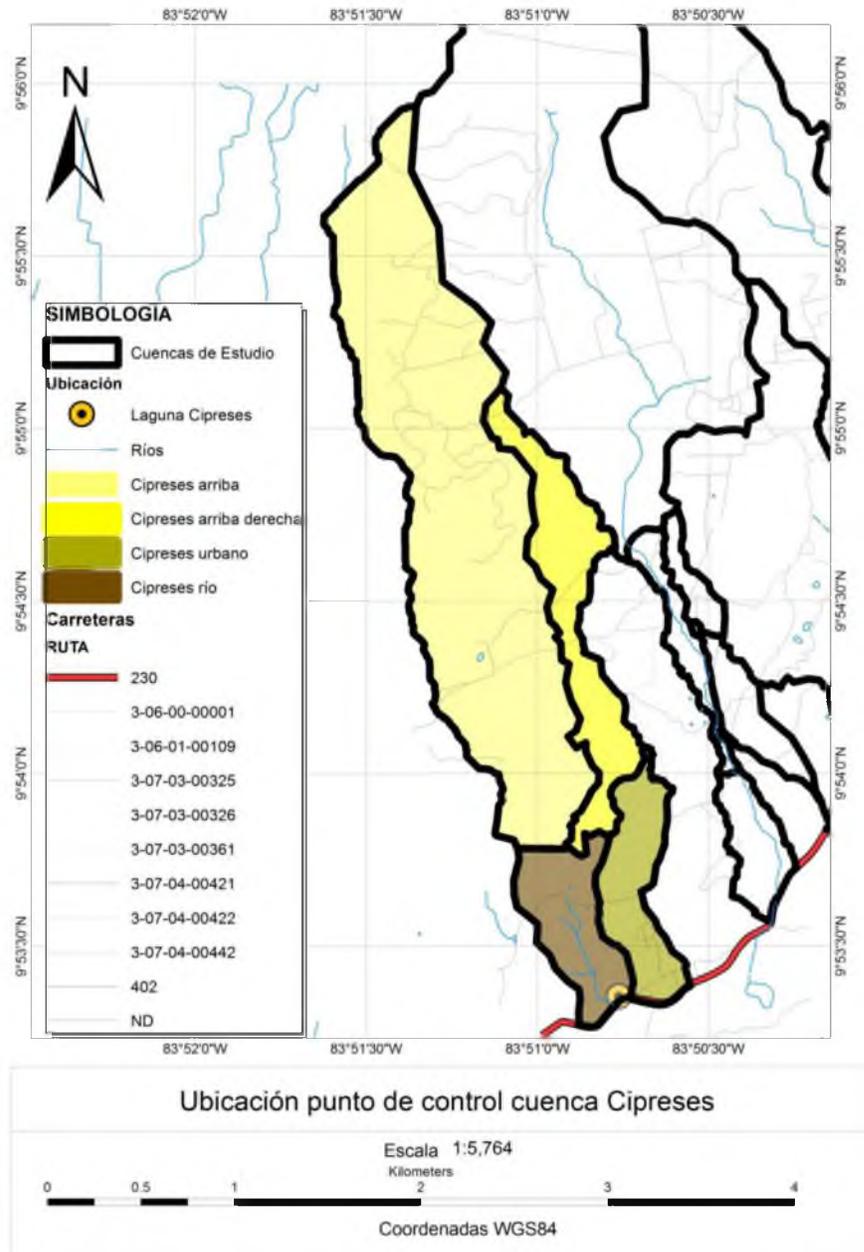


Figura 5-1. Ubicación punto de control cuenca Cipreses.

5.1.2 Alcantarilla, cuenca Cipreses.

La modelación requiere definir la capacidad de descarga en función de la altura de agua acumulada en la entrada de la alcantarilla, por lo que se obtuvo a través de la medición de campo las siguientes características para la alcantarilla de Cipreses.

Cuadro 5-1. Características de la alcantarilla Cipreses.

Alcantarilla	Circular de concreto
Diámetro (mm)	900
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.0206
Longitud (m)	12.62
H (m)	2.10 (1682.5msnm)

Donde H es la altura máxima sobre la alcantarilla donde no hay desbordamiento en la carretera. Además la salida a dicha alcantarilla es un canal rectangular de base 1.50m, pendiente 0.020 y un n de Manning de 0.027.

Tomando las características vigentes antes mencionadas se permite calcular hasta que caudal la alcantarilla tiene capacidad de transmitir el flujo de agua sin que haya desbordamiento sobre la carretera mediante el software Hy-8. El análisis da como resultado que la alcantarilla existente tiene una capacidad de $2.17\text{m}^3/\text{s}$.

Mediante el análisis realizado para la alcantarilla actual en Cipreses se estima la curva de rendimiento de dicha alcantarilla, mostrada en la Figura 5-2. Esta imagen muestra la elevación en función de la descarga para la alcantarilla.

La Figura 5-2 muestra gráficamente como su capacidad de descarga máxima para una altura de 2.1m (1682.5 msnm) logra una capacidad máxima de descarga de $2.17\text{m}^3/\text{s}$, como se indicó antes.

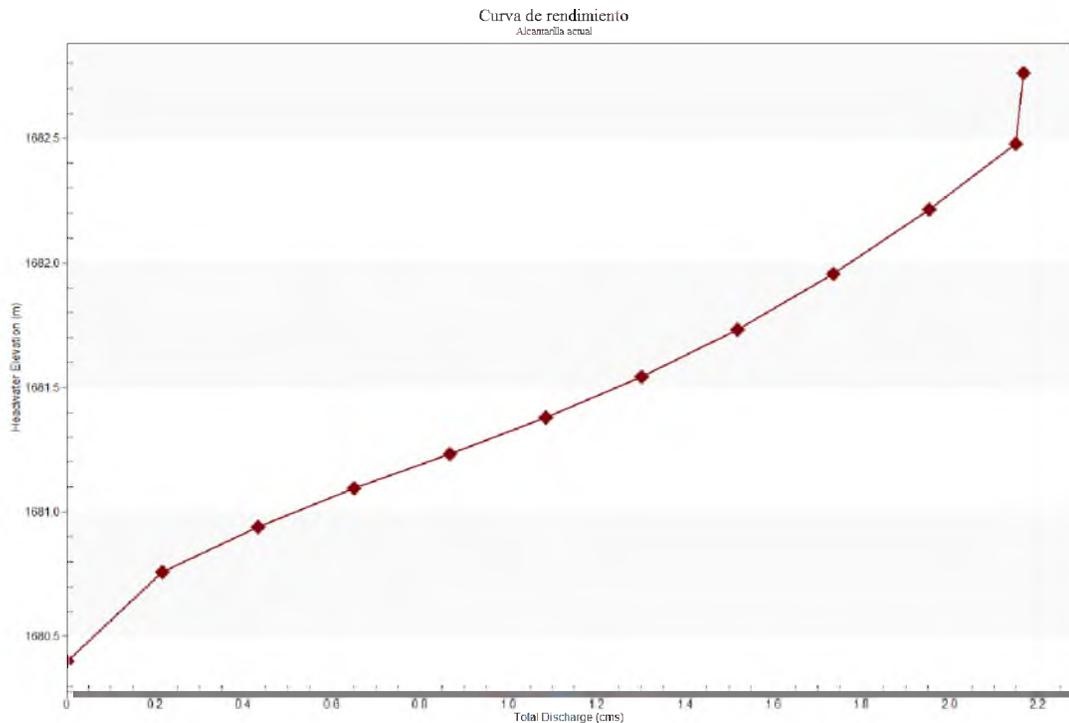


Figura 5-2. Perfil de alcantarilla actual de Cipreses.

5.1.3 Embalse, cuenca Cipreses.

Mediante HEC-HMS es posible la modelación del embalses con sistema de salida, por tanto fue posible modelar el área que se inunda como un embalse con salida en alcantarilla. Donde la altura máxima de inundación sin llegar a desbordar en la carretera es de 2.1m (1682.5 msnm).

Una vez generada la topografía se tabuló la capacidad de almacenaje del embalse en función de la altura del agua almacenada. Esta información es indispensable para poder modelar el comportamiento de descarga de la alcantarilla ya que esta es en función de la altura del agua almacenada en el embalse. Este embalse abarca un área de 0,20 hectáreas y llega a tener una capacidad de 827m³ para la situación actual.

La Figura 5-3 muestra la capacidad de almacenamiento del embalse logrado por el levantamiento topográfico.

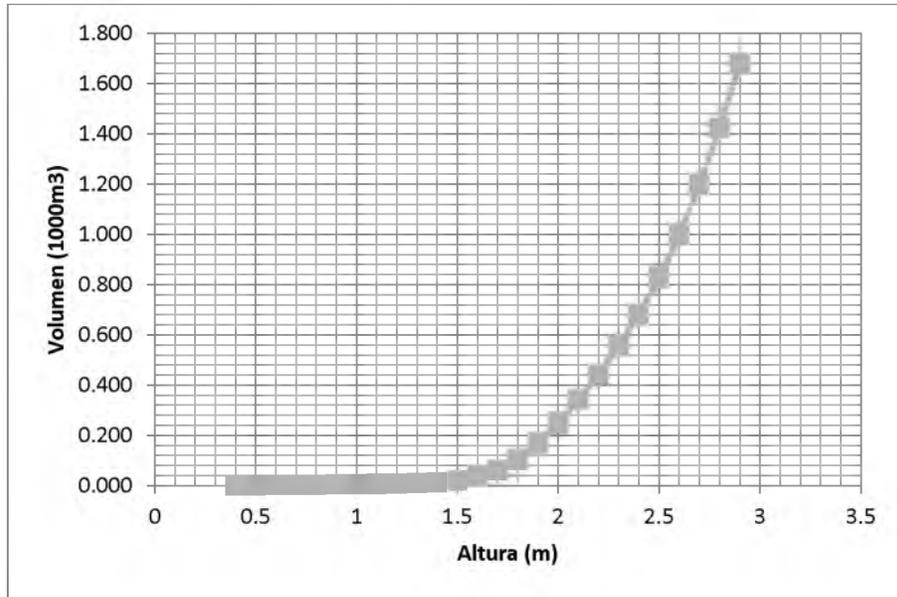


Figura 5-3. Gráfica de almacenamiento del embalse en función del nivel de agua para Cipreses.

5.1.4 Modelación hidráulica, cuenca Cipreses.

Conocidas las dimensiones de la alcantarilla, del embalse y de la carretera, se modeló todo el sistema en HEC-HMS para corroborar que bajo las condiciones actuales existe un desbordamiento de la zona de inundación sobre la carretera.

La modelación muestra como para un periodo de retorno de 25 años se presenta la situación de desbordamiento sobre la carretera, que se ve reflejado en la siguiente imagen. Donde se supera la altura máxima de embalse 2.1m (1682.5msnm) provocando la situación que se da en la zona de estudio.

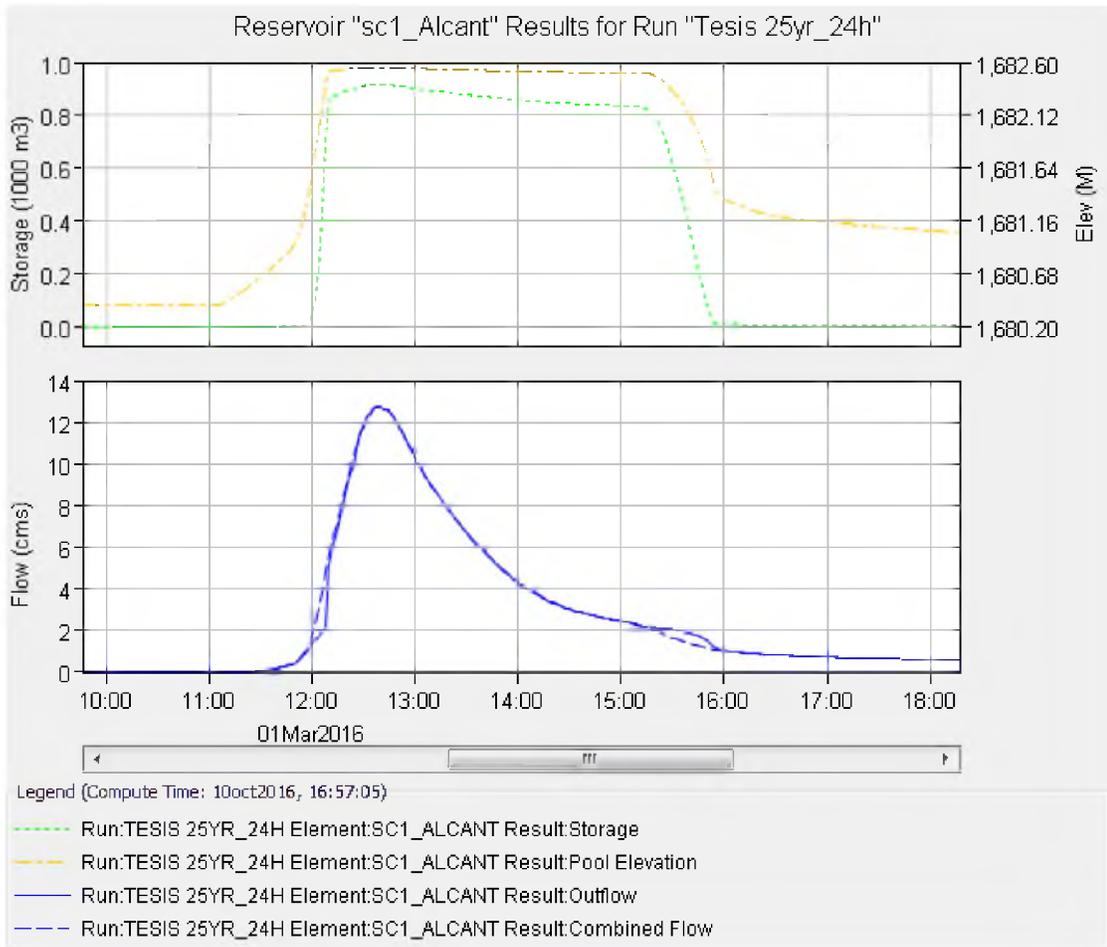


Figura 5-4. Gráfica de comportamiento hidráulico de Cipreses para 25 años de periodo de retorno.

La figura anterior muestra que en la condición actual el caudal pico está por arriba de la elevación máxima de almacenamiento de 2.1m (1682.5msnm). Esto se refleja en la línea amarilla de elevación de piscina (Pool elevation) alcanzando los 1682.6 msnm durante aproximadamente cuatro horas (de 12:00 a16:00) y alcanzando el almacenamiento máximo de 827 m3 o como se muestra en la gráfica 0.867 (1000 m3) con la línea verde (Storage). Esto nos dice que el agua fluye tanto por la alcantarilla como por encima de la carretera de manera que se produce la inundación durante este tiempo. La gráfica inferior muestra el caudal resultante reflejado en la líneas azules de Outflow y Combined Flow alcanzando el caudal pico entre las 12:00 y 13:00 los 12.7 m3/s para el periodo de retorno de 25 años según lo mostrado en la Figura 5-4.

El sistema embalse y alcantarilla para la situación actual posee una capacidad máxima sin desbordar semejante al encontrado en HY-8 de apenas 2.2m³/s.

Este cálculo se realizó para los periodos de retorno del estudio, logrando observar las alturas máximas de almacenamiento y el caudal pico para cada periodo. Con esta información es observar cuando se presenta desbordamiento sobre la carretera. Esto se ve resumido en el siguiente Cuadro 5-2.

Cuadro 5-2. Características del modelo Sitio: Cipreses

Periodo de retorno	Caudal entrada máximo (m3/s)	Lámina de lluvia total de entrada (mm)	Elevación máxima (m)	Desborda	Volumen almacenamiento pico (1000 m3)
5	5.3	11.81	2.12	Sí	0.9
10	8.3	17.33	2.14	Sí	0.9
25	12.7	25.27	2.15	Sí	0.9
50	16.4	31.67	2.16	Sí	0.9

Como resultado del comportamiento de todos los periodos de retorno se observa el punto máximo en cada periodo antes de presentar desbordamiento, estimando así la capacidad máxima de esta configuración hidráulica. El sistema hidráulico de Cipreses posee generalmente una capacidad máxima de 3.5 m³/s de caudal de entrada. Una capacidad máxima de salida de 2.1 m³/s. Un volumen de almacenamiento de 0,7 (1000m³) sin desbordar, es decir con una elevación máxima menor de 2.1m (1682.5msnm). Lo que ubica finalmente al diseño actual en un periodo de retorno menor a 5 años, es decir de 5.3m³/s, lo cual es coherente a los resultados obtenidos en el Cuadro 5-2.

5.2 Zona Chayotillo

5.2.1 Características generales

Se analizó la estructura vigente mediante el software HEC-RAS debido a que la salida de esta alcantarilla cuenta con una reducción en el área de salida y un ángulo de salida que no es posible modelarlo en HY-8, por lo que se tomaron secciones transversales para poder

modelarlo. Los detalles de las secciones transversales, n de Manning usadas se encuentran detallados en el Apéndice 10.

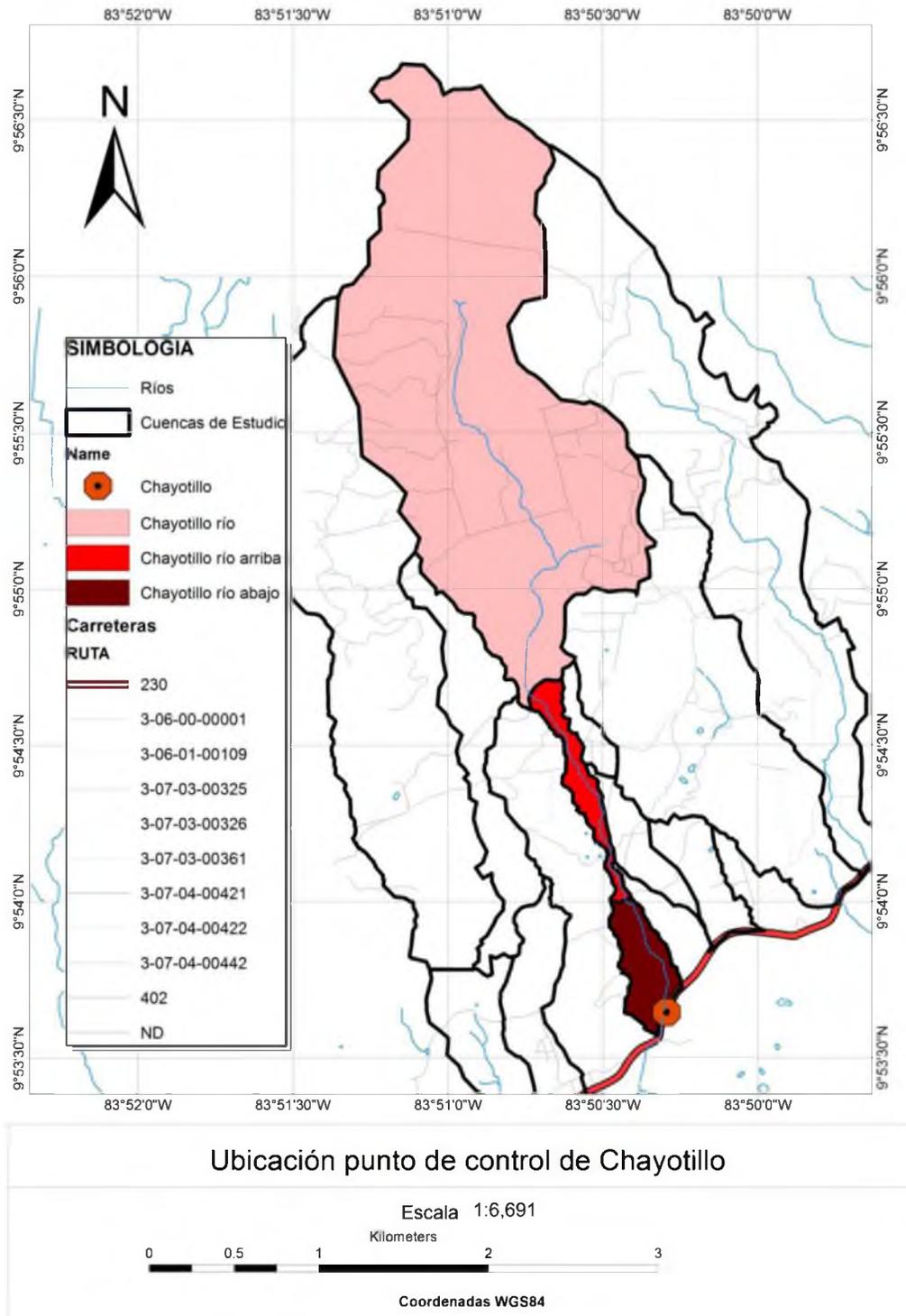


Figura 5-5. Ubicación punto de control cuenca Cypreses.

5.2.2 Alcantarilla, cuenca Chayotillo.

La modelación de esta alcantarilla no es fácil debido al giro aguas abajo que se produce al ubicar el canal revestido de salida en paralelo con la carretera 230. La pendiente de la alcantarilla es de un 8%, es una pendiente fuerte y su flujo dentro de ella es supercrítico. Estas dimensiones y características en la salida de la alcantarilla provocan la formación de un salto hidráulico oblicuo para cambiar la dirección del flujo en unos 35° . Los saltos hidráulicos oblicuos no pueden ser modelados en HEC-RAS. Por lo tanto el software tiene que simular los efectos de este salto indirectamente utilizando valores altos de coeficientes de pérdida de energía.

De esta forma, cuando el caudal aumenta, el salto hidráulico oblicuo se hace más grande y, eventualmente, bloquea la salida de la alcantarilla. Por esto se ubicó un vertedero lateral aguas arriba para poder evacuar los excesos de agua, simulando cuando el agua de exceso sale a la carretera. También se definió el límite aguas abajo dado por el canal revestido para evacuar las aguas de exceso a la salida.

Se modelaron los periodos de retornos calculados 5, 10, 25 y 50 años. Bajo estas condiciones como se explicó antes el primer fenómeno que se da es el desbordamiento de aguas abajo en el canal revestido a la carretera debido al salto hidráulico oblicuo para un periodo de retorno de 25 años.

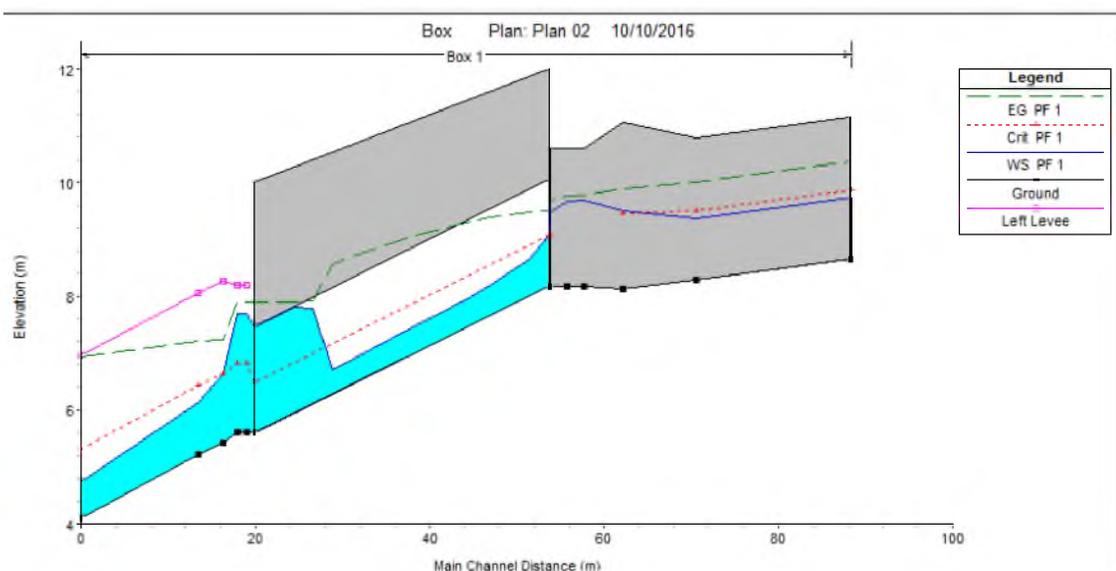


Figura 5-6. Corte de perfil para un periodo de retorno de 5 años en Chayotillo.

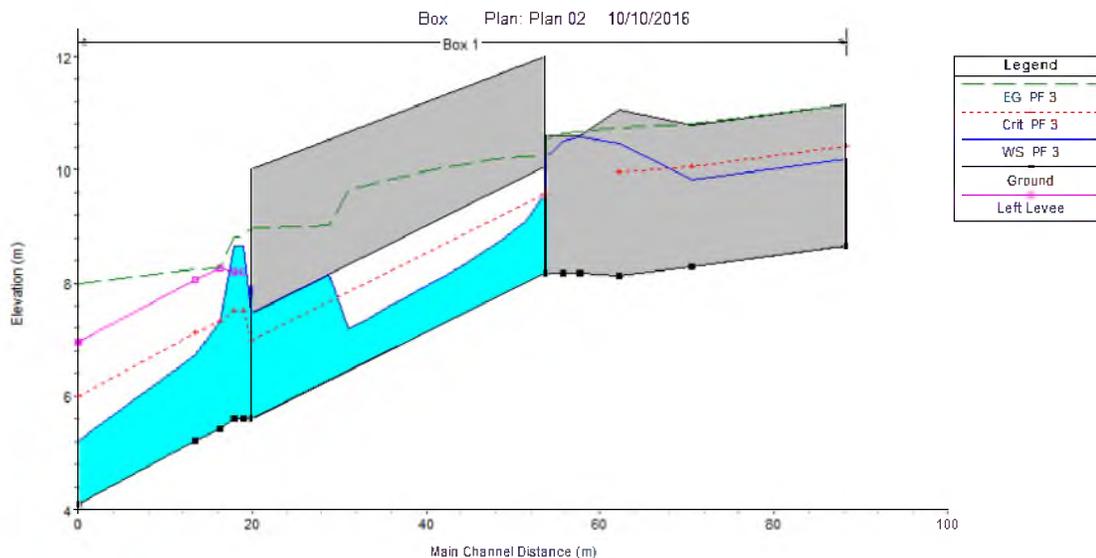


Figura 5-7. Corte de perfil para un periodo de retorno de 25 años en Chayotillo.

Los resultados del modelo no son exactos. Sin embargo, se pudo observar que el comportamiento modelado es coherente con el visto en las visitas de campo, a pesar de que no se estuvo durante un evento extremo, fue posible observar señas del comportamiento de la infraestructura hidráulica que corresponde a lo visto en el modelo hidráulico.

5.3 Zona Oratorio

5.3.1 Características generales

Esta microcuenca presenta dos salidas a la carretera 230. La primera es producto de la intervención de los vecinos, la cual consiste en un canal superficial cuya salida se da entre dos propiedades y después va a dar directamente a la carretera 230 sin ningún tipo de obra hidráulica. La segunda es una alcantarilla que recibe otra parte de las aguas escurridas y que atraviesa la iglesia de la comunidad bajo tierra, a esta microcuenca se le llamó Oratorio Iglesia.

Se modeló para la condición actual la alcantarilla existente, tomando en cuenta el volumen de agua que se produce al inundarse la calle por el muro existente en la propiedad de la iglesia y las pendientes de la zona, por lo que también fue necesario un levantamiento topográfico de la calle.

La Figura 5-8 ubica la zona donde se encuentra ubicada la alcantarilla existente por debajo de la Iglesia de Oratorio y la carretera 230. Además se observa la división hidrológica.

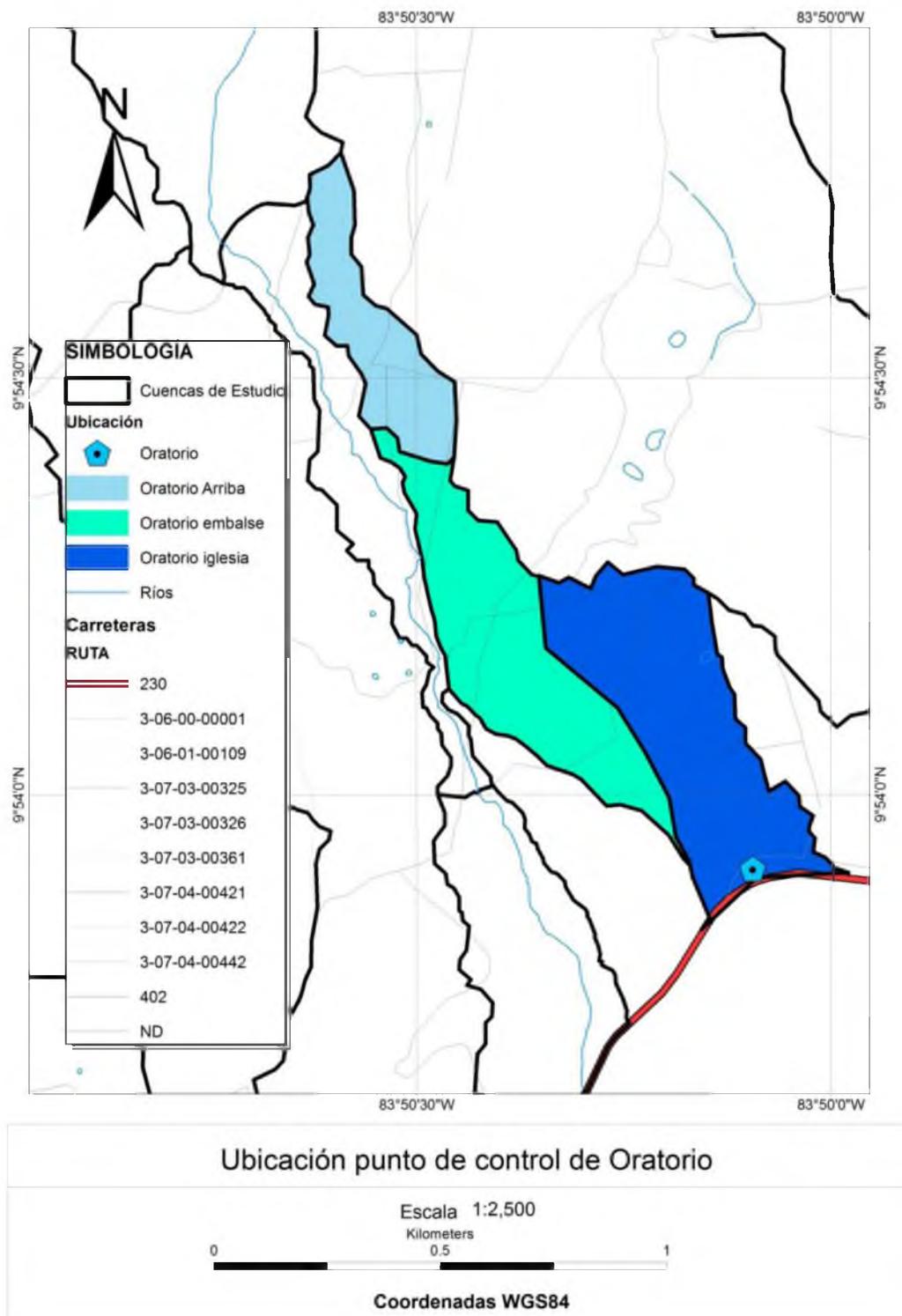


Figura 5-8. Ubicación punto de control cuenca Oratorio.

5.3.2 Alcantarilla, cuenca Oratorio.

Tomadas las dimensiones del levantamiento topográfico se hizo uso de HY-8 para conocer la capacidad de esta alcantarilla. Este dio como resultado una capacidad de $1.30 \text{ m}^3/\text{s}$ que es muy cercana a la de $1.6 \text{ m}^3/\text{s}$ calculada para un periodo de retorno de 5 años.

Cuadro 5-3. Dimensiones alcantarilla Oratorio (Iglesia).

Alcantarilla	Circular de concreto
Diámetro (mm)	711
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.0316
Longitud (m)	59.53
H (m)	1.86 (1781.26 msnm)

Donde H es la altura máxima sobre la alcantarilla donde no hay desbordamiento. Además la salida a dicha alcantarilla es un canal irregular semejante a un canal trapezoidal de 1m de base, con una pendiente lateral de 0.410, una pendiente de 0.170 y un n de Manning de 0.030. Este análisis da una capacidad máxima de la alcantarilla sin desbordamiento hasta los $1.30 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figura 5-9 muestra el comportamiento de descarga de la alcantarilla en función de la altura. Obteniendo que la capacidad máxima de la alcantarilla según HY-8 es de $1.30 \text{ m}^3/\text{s}$ para 1781.26 msnm.

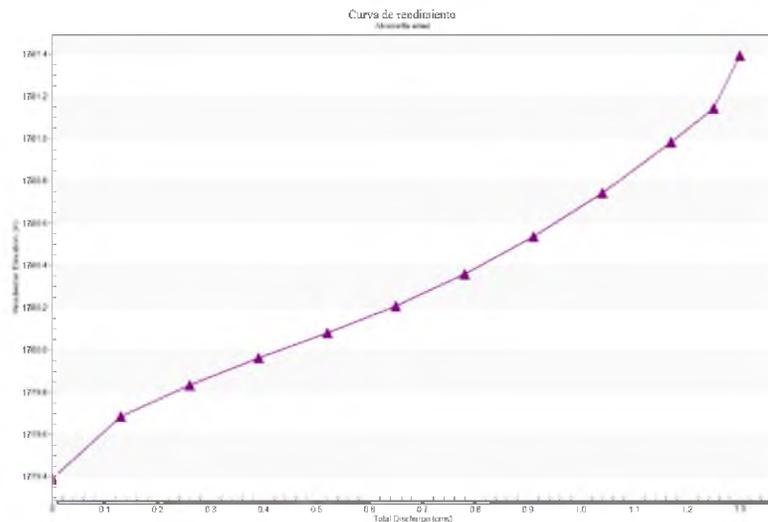


Figura 5-9. Curva de rendimiento de la alcantarilla de Oratorio.

Como pequeño embalse se levantó el área de carretera aguas arriba que se inunda bajo situaciones críticas que tiene como altura máxima 1.86m (1781.26msnm) en el punto donde el agua desborda sobre un muro construido en la propiedad de la iglesia.

Mediante esta modelación es posible calcular y tabular los volúmenes de inundación para poder hacer la modelación hidráulica del sistema, como resultado se muestra la siguiente gráfica de volúmenes, donde se logra almacenar para la situación actual un reducido volumen de apenas 0.163 (1000m³).

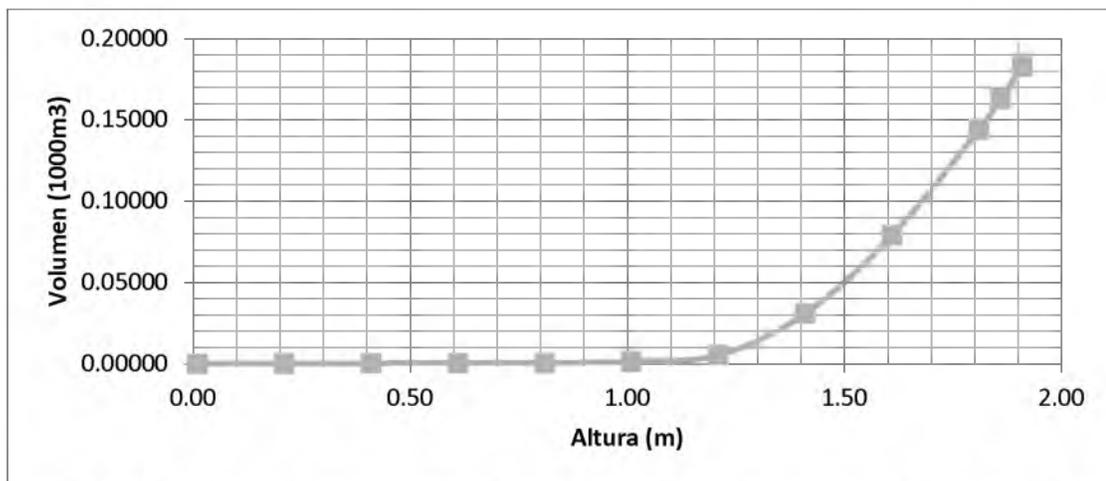


Figura 5-10. Gráfica de almacenamiento de zona inundación aguas arriba Oratorio (Iglesia).

5.3.3 Modelación hidráulica, cuenca Oratorio.

La modelación hidráulica mediante HEC-HMS da como resultado que la alcantarilla en conjunto con esta zona de inundación apenas logra reducir muy levemente el caudal de salida.

La figura 5-11 muestra el comportamiento para la alcantarilla para un periodo de retorno de 25 años. Esto muestra que se alcanza la altura máxima de almacenamiento, por tanto se produce desbordamiento sobre el muro de la Iglesia que se modela en este caso como un dique.

La gráfica superior muestra el almacenamiento alcanzado con la línea verde (Storage) y la elevación del agua con la línea amarilla (Pool elevation), mostrando el punto de desbordamiento entre las 12:00 y 13:00. Este comportamiento refleja la distribución del método de Bloque Alterno, donde el caudal pico se ubica en el punto medio de la modelación.

La gráfica inferior muestra el caudal de salida en la alcantarilla con las líneas azules, donde se muestra que el caudal pico alcanzado es de 1.5 m³/s.

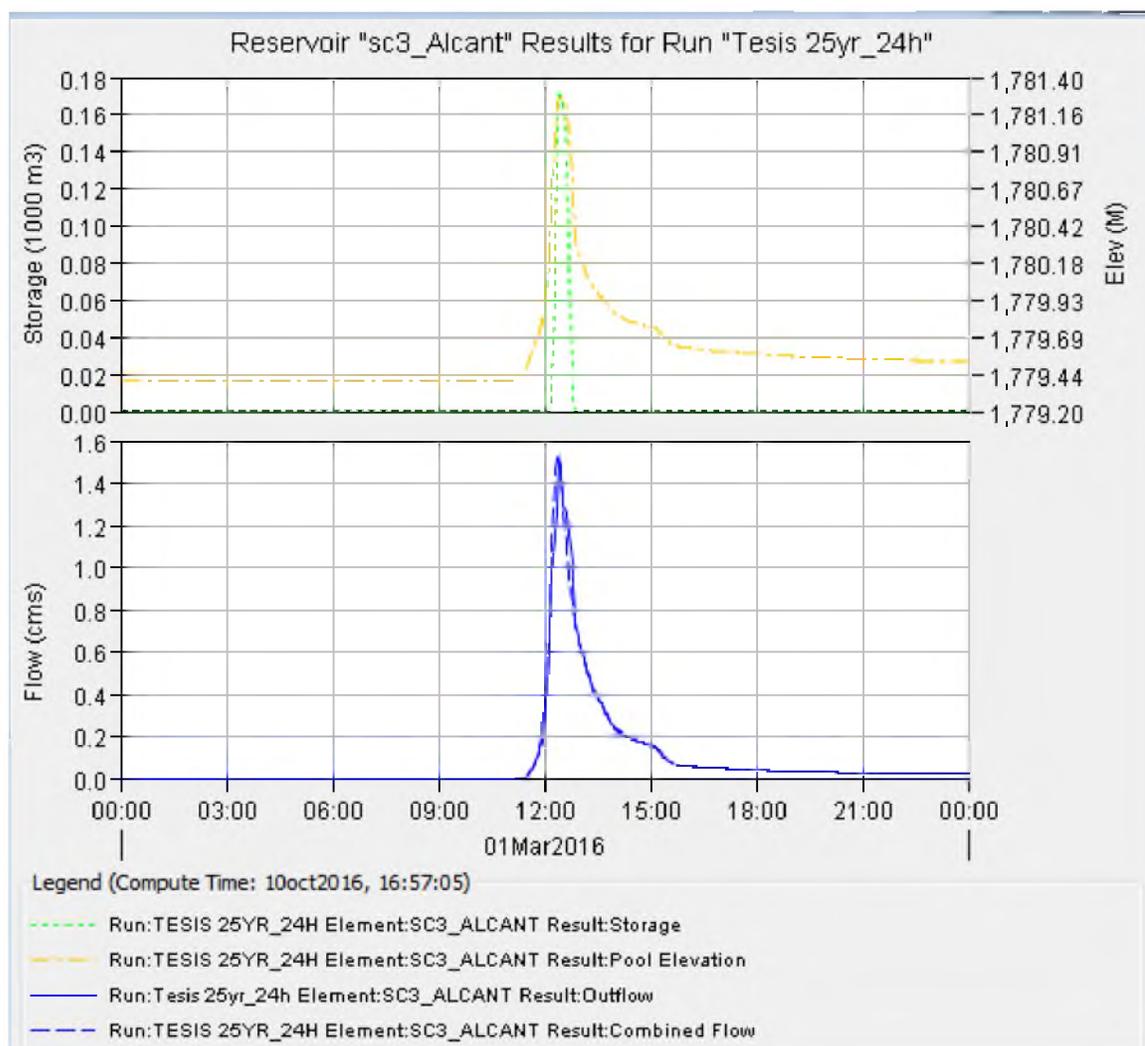


Figura 5-11. Gráfica de comportamiento hidráulico de Oratorio Iglesia para 25 años de periodo de retorno

Como se menciona antes para el caso específico de un periodo de retorno de 25 años, se obtiene que cualquier altura de almacenado mayor a 1.21m (1780.60msnm) se traduce en desbordamiento del agua sobre la pequeña calle y alturas mayores a 1.86m (1781.26msnm) en desbordamiento sobre el muro de contención y por ende dentro de la Iglesia. Modelando para todos los periodos de retorno de esta investigación se observa como la configuración actual soporta justo condiciones de hasta 25 años de periodo de retorno.

El cuadro 5-4 resume las capacidades de la configuración actual para los diferentes periodos de retorno, confirmando que la configuración actual no posee una capacidad mayor a 25 años de periodo de retorno.

Cuadro 5-4. Características del modelo Sitio: Oratorio Iglesia

Periodo de retorno	Caudal salida máximo (m3/s)	Elevación máxima (m)	Inunda la calle	Desborda	Volumen almacenamiento pico (1000 m3)
5	0.8	1.01	No	No	0.0
10	1.1	0.91	No	No	0.0
25	1.5	1.91	Sí	Sí	0.2
50	1.9	1.91	Sí	Sí	0.2

Capítulo 6. Escenarios propuestos

Evaluadas las condiciones actuales en los tres puntos críticos en el capítulo anterior, en este capítulo se proponen varios escenarios que puedan solventar los déficits existentes. De esta forma se ofrecen varias soluciones para cada situación.

La primera es sólo el aumento de la tubería existente a una capacidad dada por el periodo de retorno de 50 años. Esto para evidenciar la diferencia de la alcantarilla existente versus la alcantarilla adecuada en base a este estudio hidrológico.

La segunda es el aumento de los volúmenes existentes de almacenamiento aguas arriba de la alcantarilla aumentando el área y profundidad de almacenamiento (en las cuencas donde esto se da y es posible), con lo que se reduce levemente el diámetro de alcantarilla propuesto en la primer solución.

La tercer solución se propone la construcción de un embalse ubicado en áreas de la cuenca alta donde por su topografía, uso de suelo y por ubicarse sobre una línea de drenaje natural es posible implementar esta infraestructura hidráulica que mediante el tránsito de avenidas es posible reducir los caudales máximos por la atenuación producida por el embalse o depósito. Se buscó que estos embalses fueran de doble uso, es decir que se puedan aprovechar para otras labores como pastoreo ya que por la naturaleza de la zona, su uso estaría dado solo para periodos de intensas lluvias, por lo que la gran mayoría del año estarían sin usarse como embalses y los dueños de finca pueden seguir aprovechando de su espacio. Además se buscó que no abarcaran grandes áreas, que no fueran de gran profundidad para un adecuado mantenimiento, que contaran con salidas definidas para la evacuación de excesos de agua y que fueran de fácil construcción y poco movimiento de tierras al aprovechar la topografía.

Es importante mencionar que esta tercer solución es más recomendable que el desvío de aguas a otras cuencas mediante canales, debido al gran impacto que se genera con estos canales en el comportamiento del escurrimiento de agua excedente en las cuenca, además de su alto costo de construcción y limitaciones de pendiente. El desvío de aguas

compromete la infraestructura hidráulica existente y requiere un análisis hidrológico e hidráulico detallado antes de hacerlo. En cambio la implementación del tránsito de avenidas en embalses es una solución económica y sencilla y tomada además de la naturaleza de la zona, donde siempre han existido lagunas naturales de inundación.

6.1 Zona de Cipreses

6.1.1 Aumento alcantarilla, cuenca Cipreses.

Como primer solución se da el aumento de la alcantarilla existente para un periodo de retorno de 50 años, para esto se modeló en HY-8 con las dimensiones pertinentes de topografía como pendiente, longitud y altura máxima al desbordamiento, cambiando únicamente las dimensiones de alcantarilla. De esta forma se obtuvo la alcantarilla que tendría la capacidad para poder hacer paso de este flujo de agua.

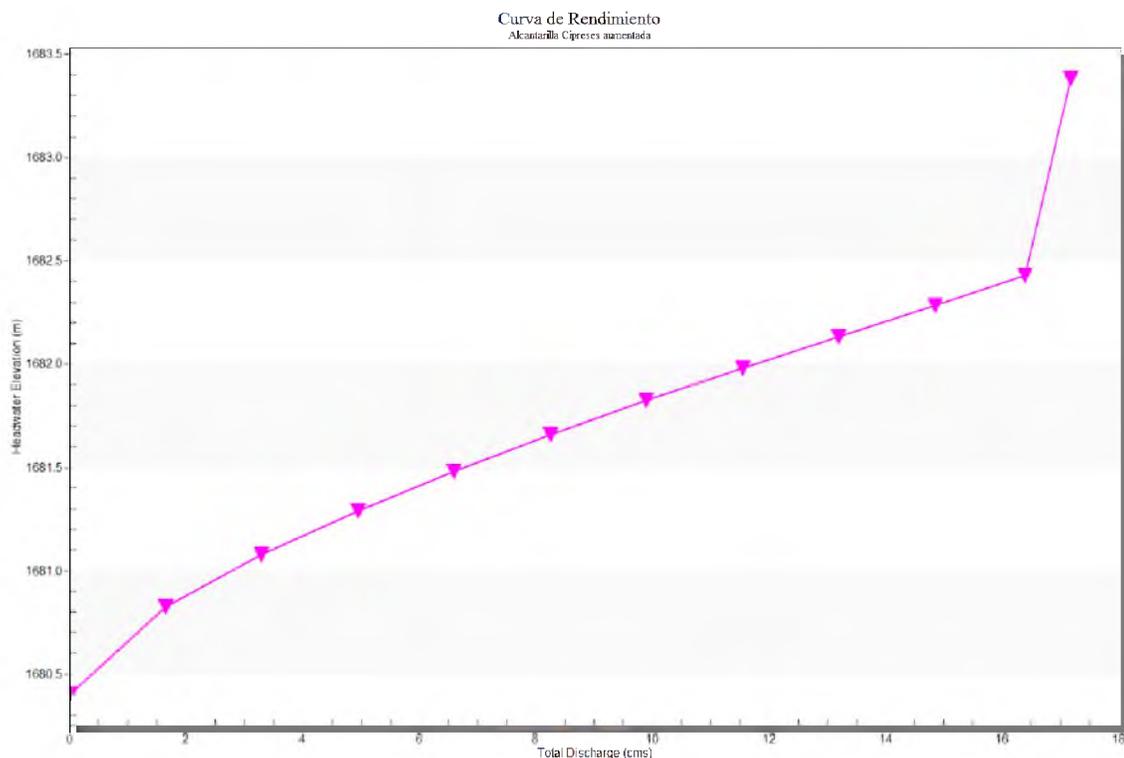


Figura 6-1. Curva de rendimiento de la alcantarilla aumentada propuesta para Cipreses.

La Figura 6-1 muestra la curva de rendimiento de esta alcantarilla propuesta de manera que la capacidad a la altura máxima es capaz de soportar el caudal pico estimado para 50 años

de periodo de retorno. Las dimensiones se basan en configuraciones de alcantarilla cuadrada observadas en la zona y con relación a dimensiones comerciales posibles de construir en la zona.

La figura 6-2 muestra los perfiles hidráulicos de la alcantarilla aumentada propuesta para el periodo de retorno de 50 años para Cipreses. Donde el control se encuentra aguas arriba, de manera que el flujo por la estructura es crítico y supercrítico aguas abajo, de manera que el tirante aguas abajo es siempre menor que el tirante aguas arriba ya que de no ser así el punto de control pasaría a estar aguas abajo y alteraría el diseño del sistema.

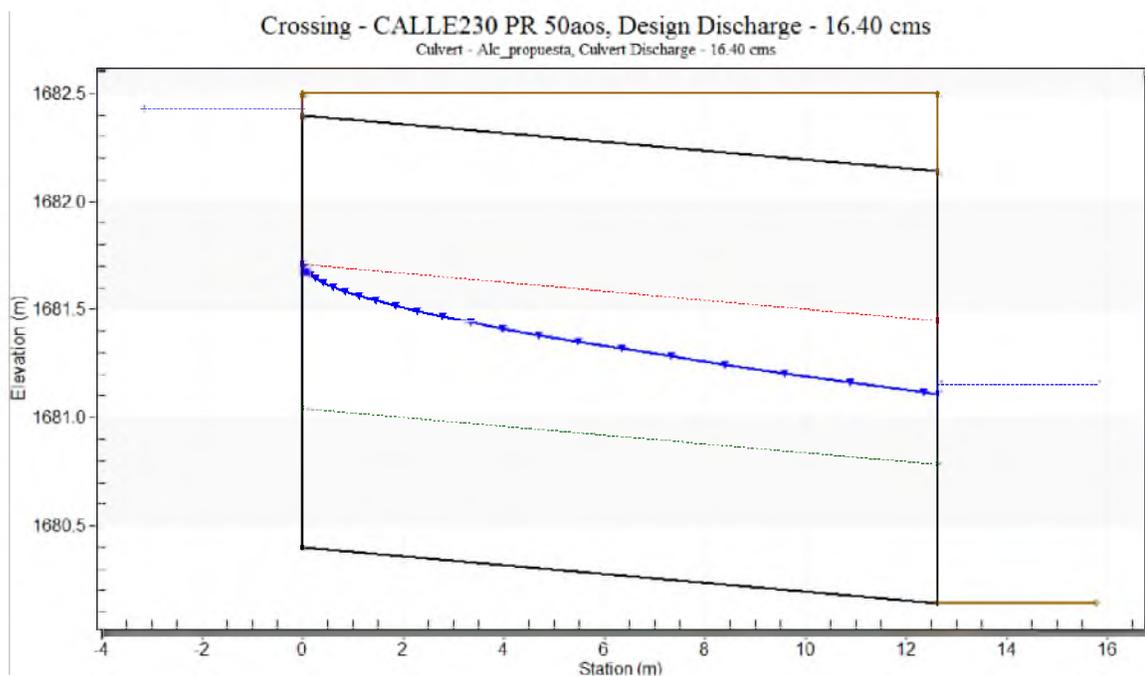


Figura 6-2. Perfil hidráulico de alcantarilla aumentada propuesta para Cipreses.

Para poder hacer paso de un caudal para un periodo de retorno de 50 años de $16.4\text{m}^3/\text{s}$ bajo las condiciones topográficas actuales es necesario el uso de una alcantarilla cuadrada de 2000 mm de alto y 3500 mm de base, además de una ampliación del área de salida a 4m de ancho para un canal trapezoidal.

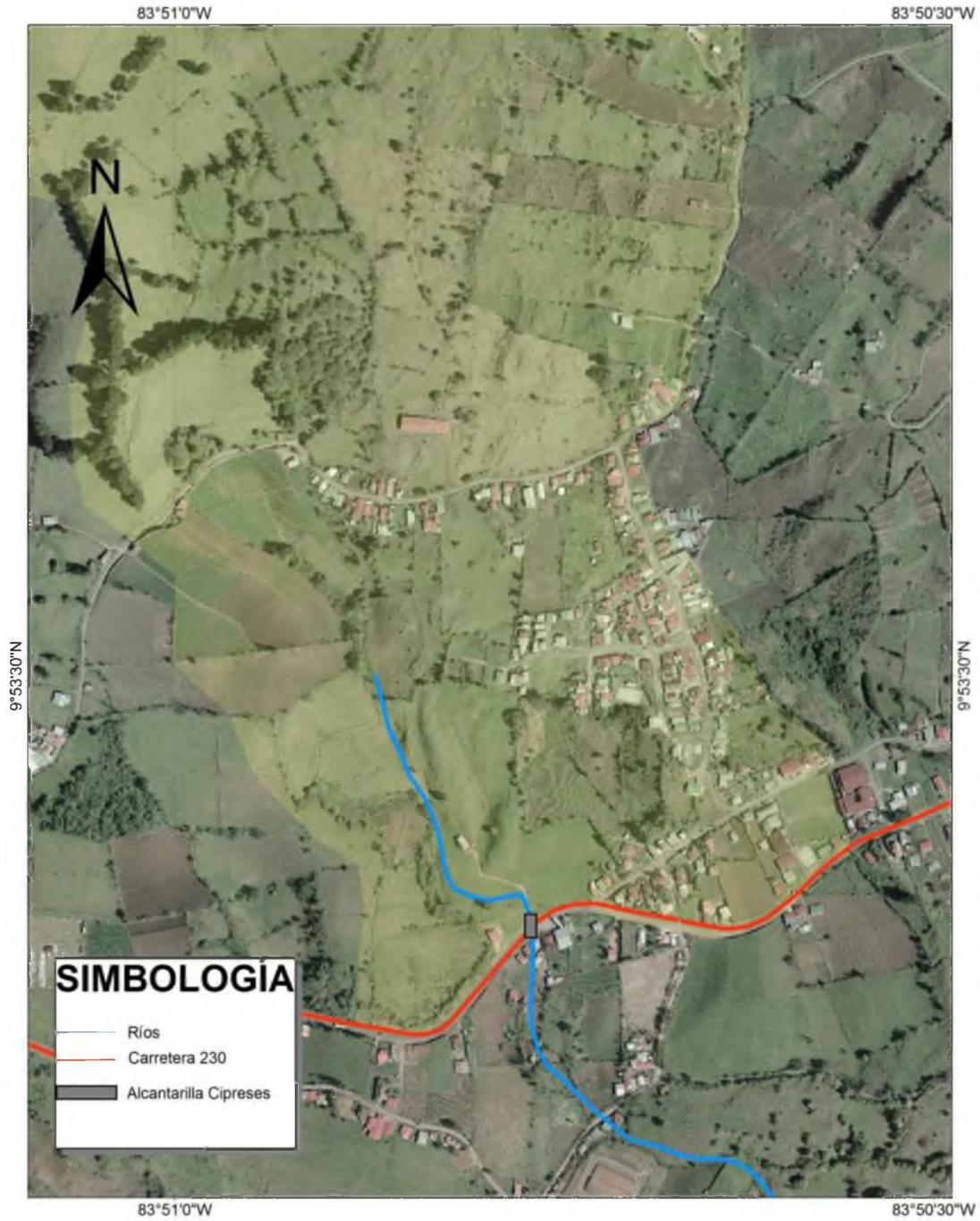
El Cuadro 6-1 resume estas dimensiones.

Cuadro 6-1. Dimensiones alcantarilla Solución 1, Cipreses.

Alcantarilla	Cuadrada de concreto
Alto (mm)	2000
Ancho (mm)	3500
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado (30-75°) con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.0203
Longitud (m)	12.62
H (m)	2.1 (1682.5msnm)

Modelando estas nuevas dimensiones en HEC-HMS se obtiene un almacenamiento que no produce desbordamiento al mantenerse por debajo de la altura máxima de 2,1m (1682.5msnm), por ende la alcantarilla soporta un caudal máximo de 16.4m³/s para el periodo de retorno de 50 años, un flujo de entrada de 31.76 mm y 31.71 mm de salida.

La Figura 6-3 muestra la ubicación de la alcantarilla aumentada de Cipreses en la cuenca contra fotos geo referenciadas del lugar. Es importante recordar que esta se encuentra sobre la carretera 230. Que se debe intervenir en la salida de la alcantarilla aguas abajo, por lo que se debe cumplir la demolición de la estructura existente en este momento.



Ubicación alcantarilla Cipreses para el análisis hidráulico

Escala 1:1,500

Kilometers
0 0.375 0.75

Coordenadas WGS84

Figura 6-3. Ubicación alcantarilla Cipreses.

6.1.2 Aumento almacenamiento, cuenca Cipreses

Como segunda solución se optó el movimiento de tierras para la zona que se inunda. Se asume además que se construirá una cuneta o desagüe al lado de la carretera aguas arriba de la alcantarilla que además de canalizar de manera ordenada el agua puede aumentar la altura de almacenamiento del embalse.

Actualmente se tiene un área de embalse de 0.21Ha, con esta propuesta se aumentó el área a 0.37Ha. Al asumir la construcción de esta cuneta se estima que se aumentó la línea máxima de altura de almacenamiento de 2.1m (1682.5msnm) a 3.5m (1683.90msnm) por esta construcción, con lo que se pasó de 0.827 (1000 m³) de volumen de almacenaje a 5.53 (1000 m³) finalmente con esta intervención.

Esta composición necesita el movimiento de tierras y la colocación de desagües en la carretera que permitan el aumento de la altura de almacenamiento. Esto representa la construcción de la estructura y además el movimiento de tierra en la zona actual de embalse. La Figura 6-4 muestra el volumen estimado que se lograría al hacer esta intervención en el área mencionada de Cipreses.

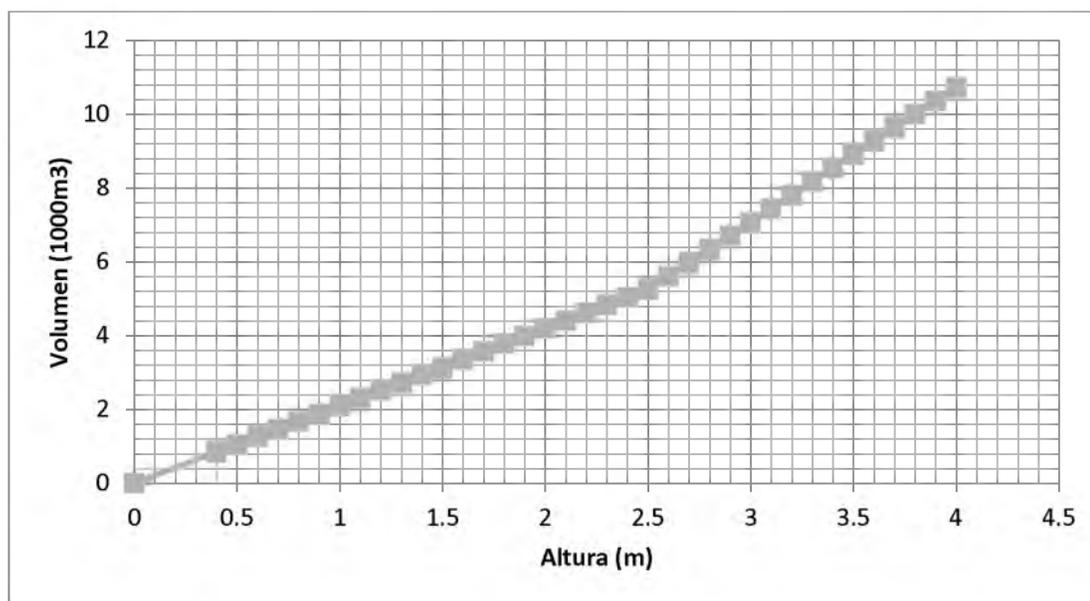


Figura 6-4. Gráfica de almacenamiento del embalse aumentando en función del nivel de agua para Cipreses.

Esta nueva configuración de almacenamiento permitió en la modelación hidráulica reducir las dimensiones de la alcantarilla cuadrada sin hacer cambios en la pendiente y longitud de la alcantarilla existente.

La Figura 6-5 muestra la ubicación de los desagües propuestos para lograr el aumento del volumen de almacenaje y se ubica la alcantarilla aumentada propuesta para el periodo de retorno de diseño de 50 años.

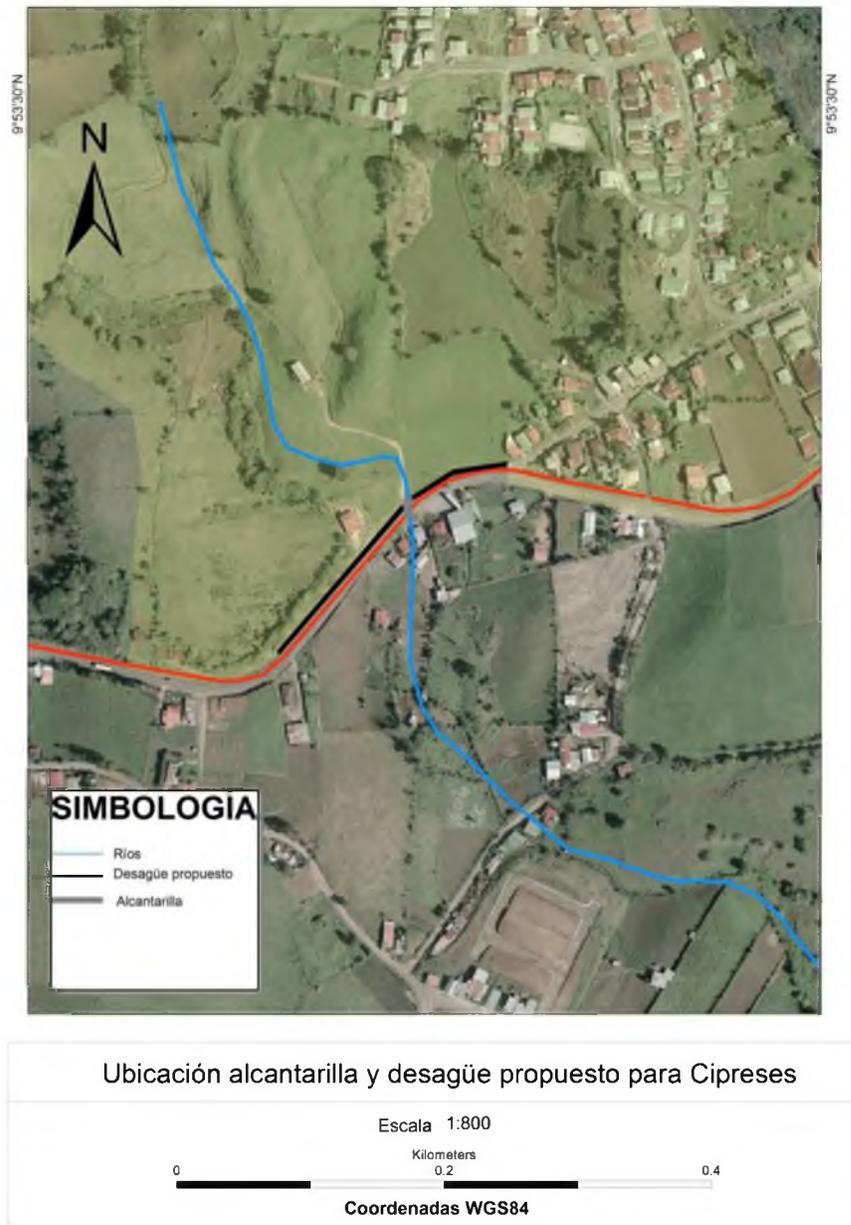


Figura 6-5. Ubicación alcantarilla y desagües propuestos para Cipreses.

El cuadro 6-2 muestra las dimensiones resultantes del aumento del volumen del embalse, esto hará que las dimensiones de la alcantarilla propuesta en la sección anterior sean mas pequeñas en este caso por el almacenaje mayor. Las dimensiones de la alcantarilla son tomadas igualmente que la sección anterior de dimensiones vistas en la zona y por ser dimensiones comerciales fáciles de construir en la zona. Por eso el alto y el ancho son menores al cuadro 6-1 y H es mayor que en el cuadro 6-1. Estas dimensiones logran soportar los caudales estimados para un periodo de retorno de 50 años.

Cuadro 6-2. Dimensiones alcantarilla Solución 2, Cipreses.

Alcantarilla	Cuadrada de concreto
Alto (mm)	1500
Ancho (mm)	2750
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado (30-75°) con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.0203
Longitud (m)	12.62
H (m)	3.5 (1683.90msnm)

La modelación hidráulica en HEC-HMS muestra el comportamiento del embalse donde se observa en la Figura 6-6 que no hay desbordamiento bajo estas nuevas condiciones de almacenamiento y alcantarilla cuadrada.

Se observa como la línea amarilla (Pool elevation) se encuentra por debajo de la nueva altura máxima sin desbordamiento de 3.5m (1683.90 msnm), lo que significa que el agua se almacenará en el embalse y saldrá por la alcantarilla sin tener que sobrepasar la carretera.

También se observa que el volumen máximo aumentado está por debajo de los 3 (1000 m³). Esto se muestra en la gráfica con la línea verde. Este volumen máximo estimado está muy por debajo del nuevo volumen sugerido de 5.53 (1000 m³) producto del aumento de línea de desbordamiento y el movimiento de tierras producto de la construcción de un desagüe en la carretera 230.

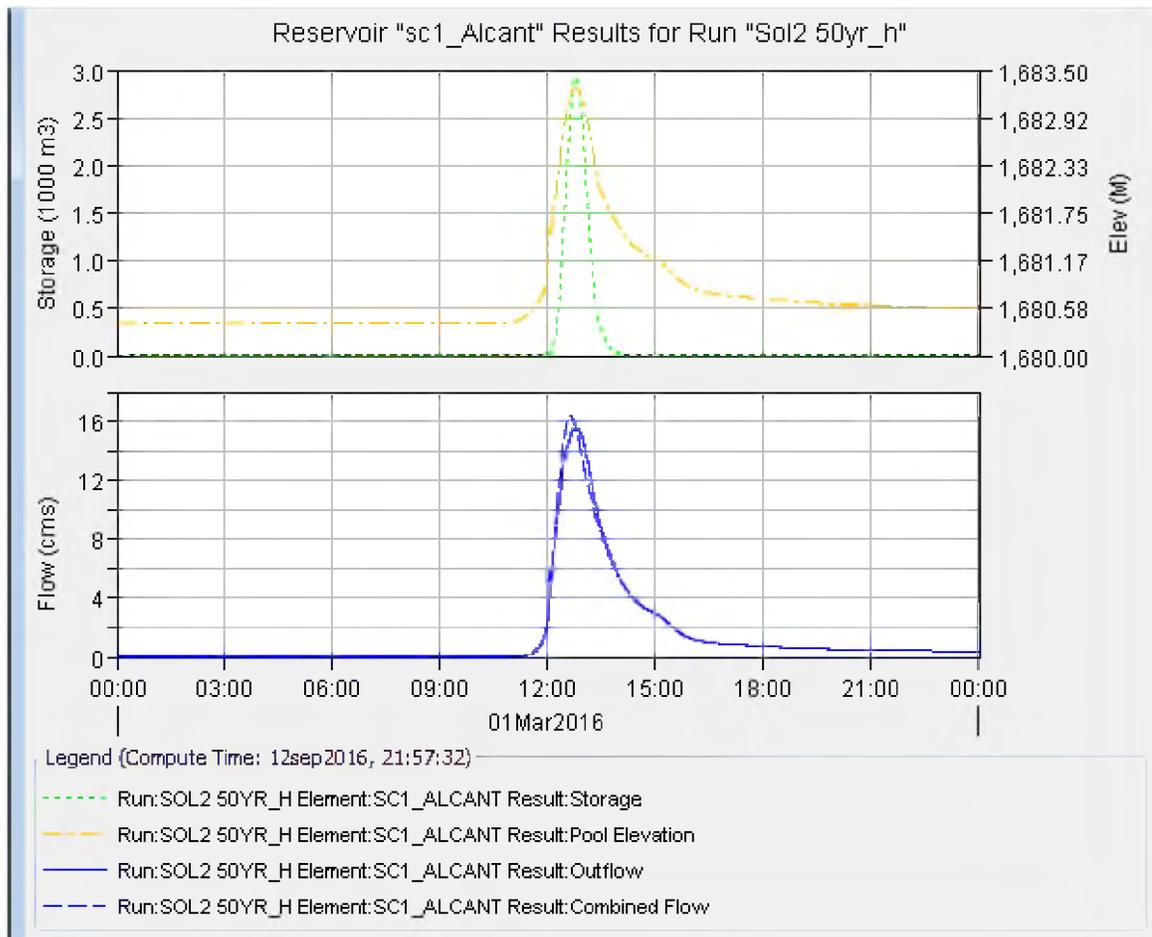


Figura 6-6. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica Solución 2, Cipreses.

6.1.3 Embalse, cuenca Cipreses.

Esta área de estudio presenta lagunas naturales intermitentes producto de la alta actividad volcánica de la zona y marcadas depresiones, funcionan como grandes embalses que retienen agua durante temporadas lluviosas y son importantes fuentes para los acuíferos de la zona, son además zonas funcionales para pastos durante la época seca. Estas evitan grandes picos de escorrentía, aumentando los tiempos de concentración y además evitan que se generen drenajes naturales marcados como arroyos o quebradas.

El problema actual de estas áreas es el aumento de la agricultura, sobre la ganadería de pasto que ha estado presente antes, esto ha provocado que muchas de estas áreas de inundación se drenen para que sean compatibles con el desarrollo de la agricultura,

aumentando los caudales de escurrimiento aguas abajo y por tanto incrementando la problemática de inundación.

Tomando como base este fenómeno natural se modeló hidráulicamente la creación de embalses artificiales que emulen este fenómeno, pero con la presencia de una alcantarilla para el desagüe del acumulado, lo que produce el efecto de reducir los caudales picos por aumentarse el tiempo de concentración.

Basándose en estas condiciones se escogió la forma de cuña como la figura geométrica para realizar la modelación del volumen acumulado para el análisis, sin embargo se aprovecharía la topografía existente del lugar donde se colocaría el embalse. Para el diseño se tomó una profundidad máxima en su parte más profunda de 4 m basándose en el mini embalse existente en la zona de inundación de Cipreses. La configuración de esta estructura se muestra en la Figura 6-7.

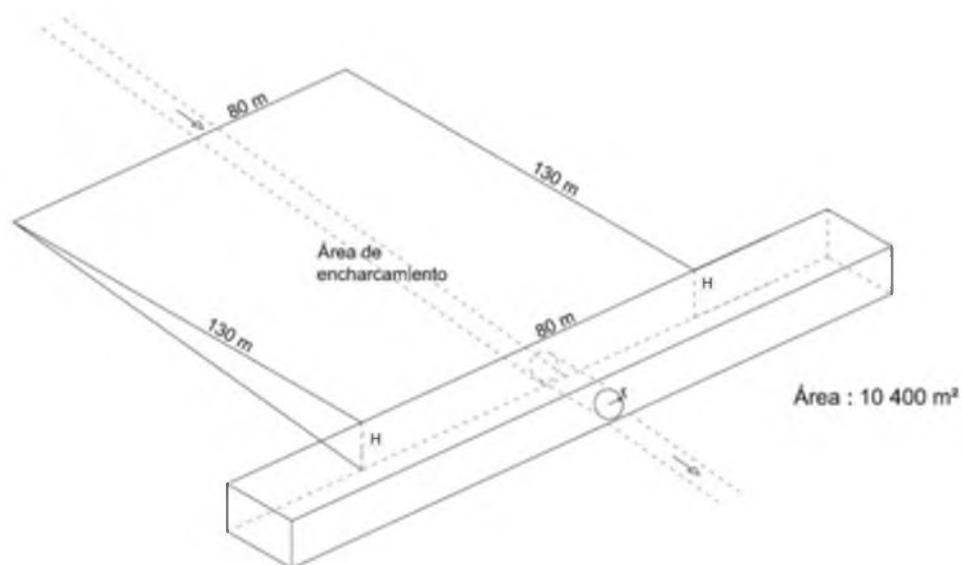


Figura 6-7. Embalse propuesto para la cuenca de Cipreses.

Este embalse artificial estaría ubicado en una zona donde sea mínimo el movimiento de tierras, ya que se aprovecharía la topografía existente de la zona. Como se mencionó antes Oreamuno presenta áreas con características de lagunas o estanques naturales. La

hidrología desarrollada fue hecha en función de ubicar estas estructuras en ciertas partes de la cuenca que podrían funcionar para la colocación de estas estructuras.

La figura 6-8 muestra donde podría ser ubicado el embalse extra, el cual contendría el caudal generado en la microcuenca más grande de Cipreses, nombrada Cipreses arriba. Este está ubicado según el mapa de pendientes de la zona en un área de pendientes bajas lo que facilitaría la construcción del dique.

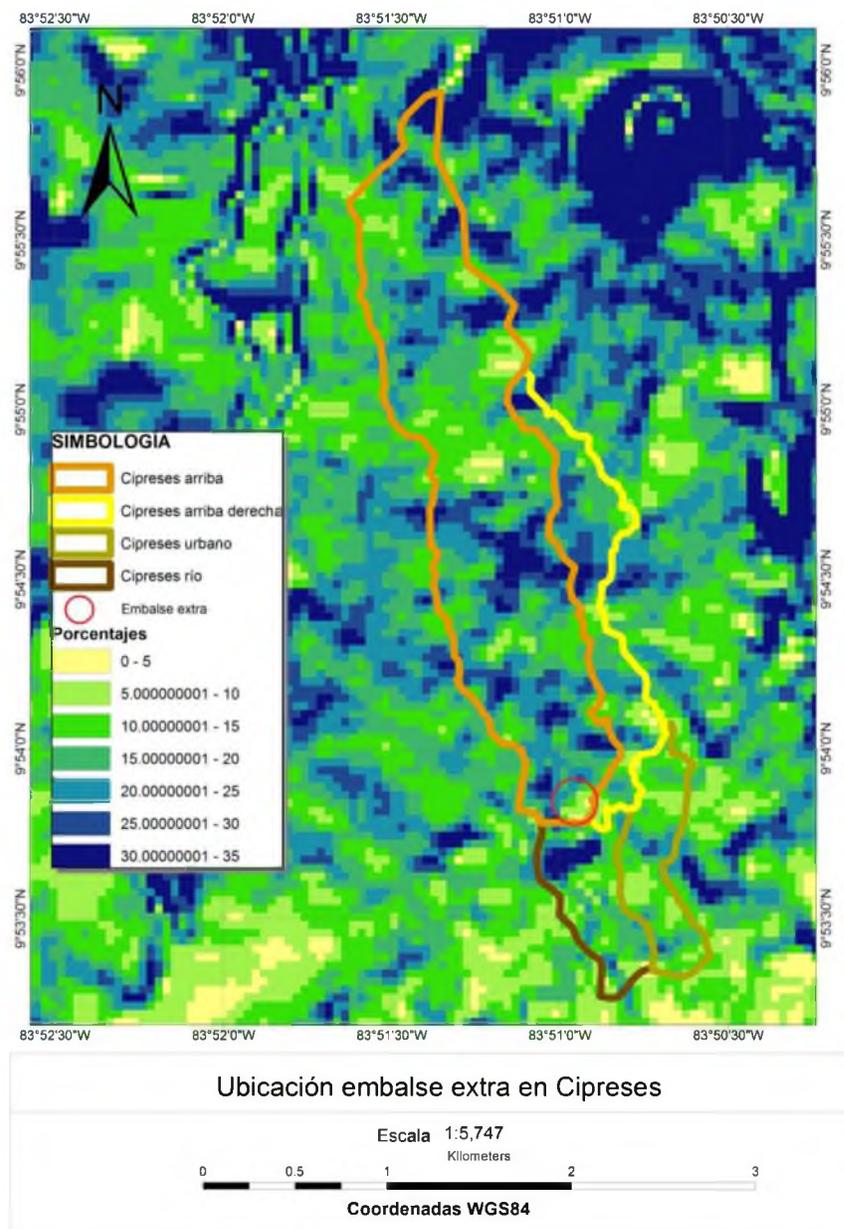


Figura 6-8. Ubicación del embalse extra propuesto para Cipreses.

El Cuadro 6-3 muestra las dimensiones resultantes de la alcantarilla del embalse artificial propuesto para Cipreses, el cual posee un H de 4m.

Cuadro 6-3. Dimensiones alcantarilla embalse artificial, Solución 3, Cipreses.

Alcantarilla	Circular de concreto
Diámetro (mm)	1200
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.016
Longitud (m)	12
H (m)	4

Estos embalses fueron ubicados en zonas dentro de las cuencas que por su topografía y su uso de suelo, no generarían gran impacto tanto en el movimiento de tierras como en el uso actual del suelo, ya que esta estructura permite estar recubierta en pastos y es utilizada solo en periodos de lluvia críticos.

El área de encharcamiento está en función de la topografía y fue diseñada en función de la zona existente, diseñando para un área de 1 Ha. Tomando que un área de esta dimensiones no necesitaría de mucho movimiento de tierras por contar con mucha área de encharcamiento pero no mucha profundidad.

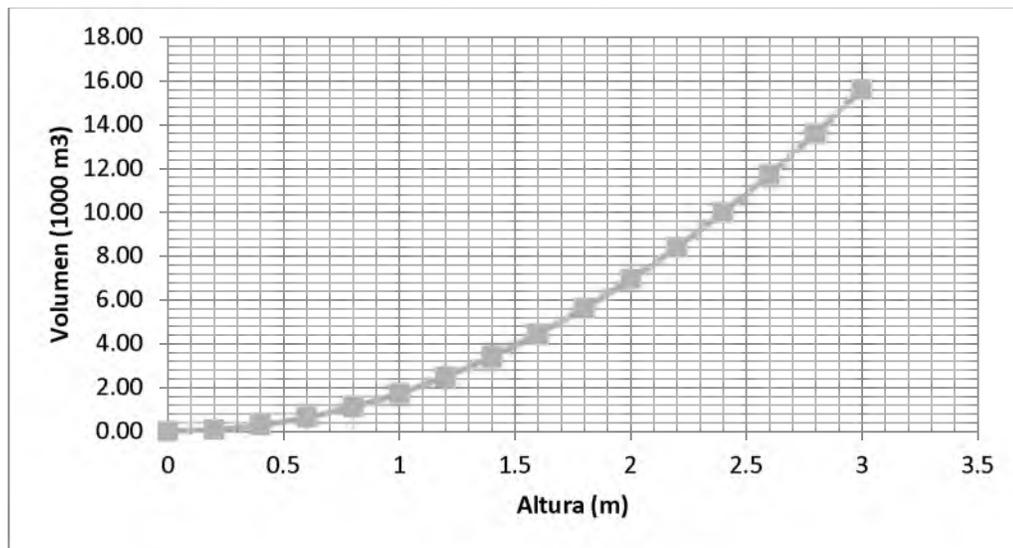


Figura 6-9. Gráfica de almacenamiento embalse artificial de 1Ha, en función del nivel de agua para Cipreses.

Como resultado se observó una reducción del significativa del caudal, se mantuvo las dimensiones de altura de encharcamiento de 4m, previendo un 1m de borde libre. La alcantarilla se dimensionó para 1200mm por ser una configuración similar encontrada inicialmente en Cipreses, por lo que su comportamiento es ya conocido.

En la Figura 6-10 se muestra como la línea verde almacenamiento no sobrepasa los 30 (1000 m3) lo cual no excede los 3m de altura, manteniendo un metro de borde libre para el dique. La altura del agua no sobrepasa tampoco los 3 metros de almacenado como se ve en la línea amarilla (Pool Elevation). Y en la gráfica inferior en azul se observa como el flujo de salida se reduce notablemente por el tránsito de avenidas generado en el embalse.

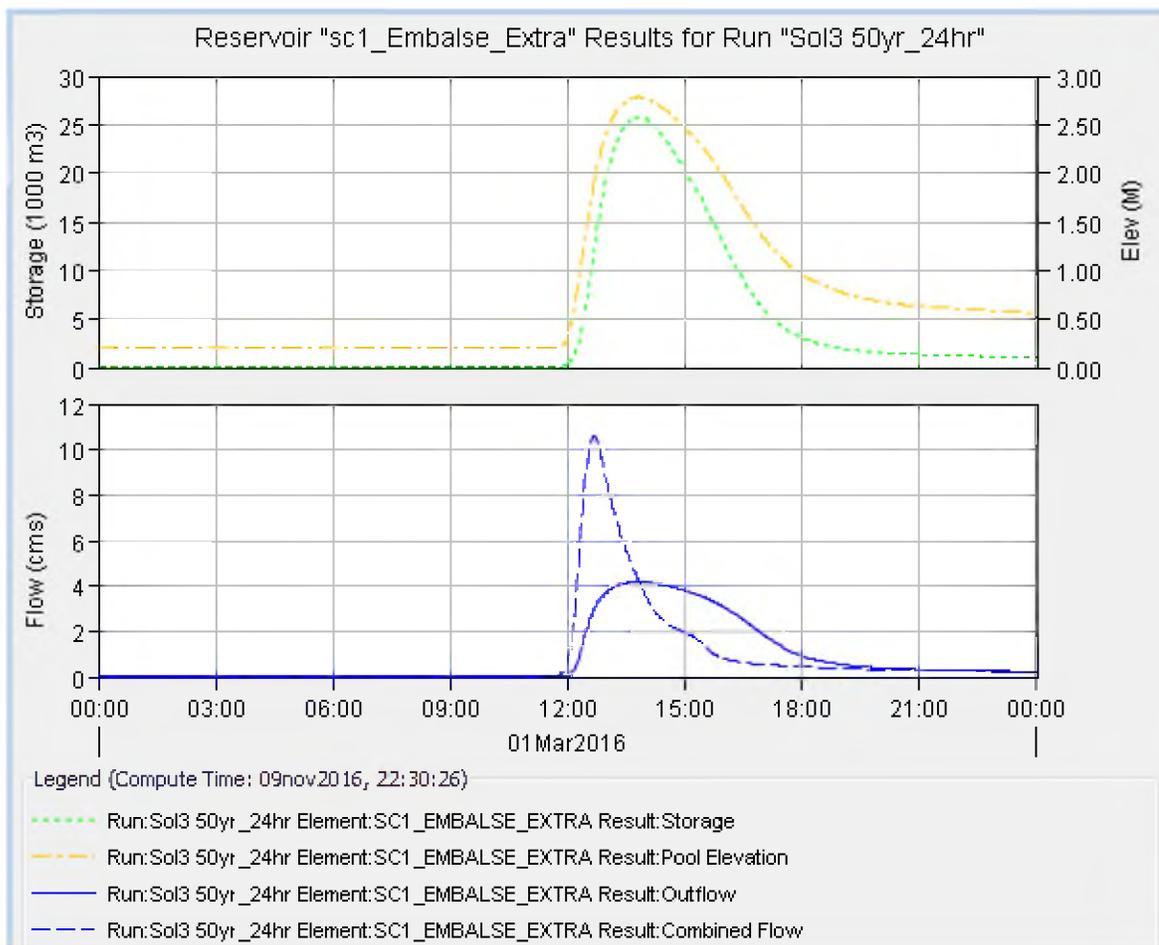


Figura 6-10. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica Solución 3 para el embalse artificial, Cipreses.

Con esta configuración el sistema presentó en resumen una reducción del caudal pico para la zona de inundación de un 48% es decir de 16.4 a 8.6 m³/s, con lo cual se pudo reducir la tubería existente en la sección anterior (6.1.2.) a las siguientes dimensiones mostradas en el Cuadro 6-4.

Cuadro 6-4. Dimensiones alcantarilla Solución 3, Cipreses.

Alcantarilla	Cuadrada de concreto
Alto (mm)	1219
Ancho (mm)	1524
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado (30-75°) con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.0203
Longitud (m)	12.62
H (m)	3.5m (1683.90msnm)

Las dimensiones del cuadro anterior dan una reducción en la alcantarilla propuesta en la sección anterior en el cuadro 6-2 a la altura de la carretera 230 por producto del embalse artificial. Este nuevo ajuste mantiene el agua sin desbordamiento para el periodo de retorno de 50 años.

Es importante destacar que esta reducción hace que el caudal máximo que recibe la alcantarilla ubicada sobre la carretera 230 sea aproximado a un periodo de retorno de 25 años. Esto no evita que la alcantarilla necesite de un redimensionamiento, ya que como se analizó en la sección 5.1.4 la alcantarilla existente desborda incluso con periodos de retorno de 5 años.

El comportamiento de esta nueva alcantarilla se muestra a continuación en la Figura 6-11. En esta se observa como no hay desbordamiento por no sobrepasar la altura máxima para esta alcantarilla propuesta de 1683.90 msnm. Y un caudal máximo de salida menor a 9m³/s, muy por debajo del obtenido sin este embalse.

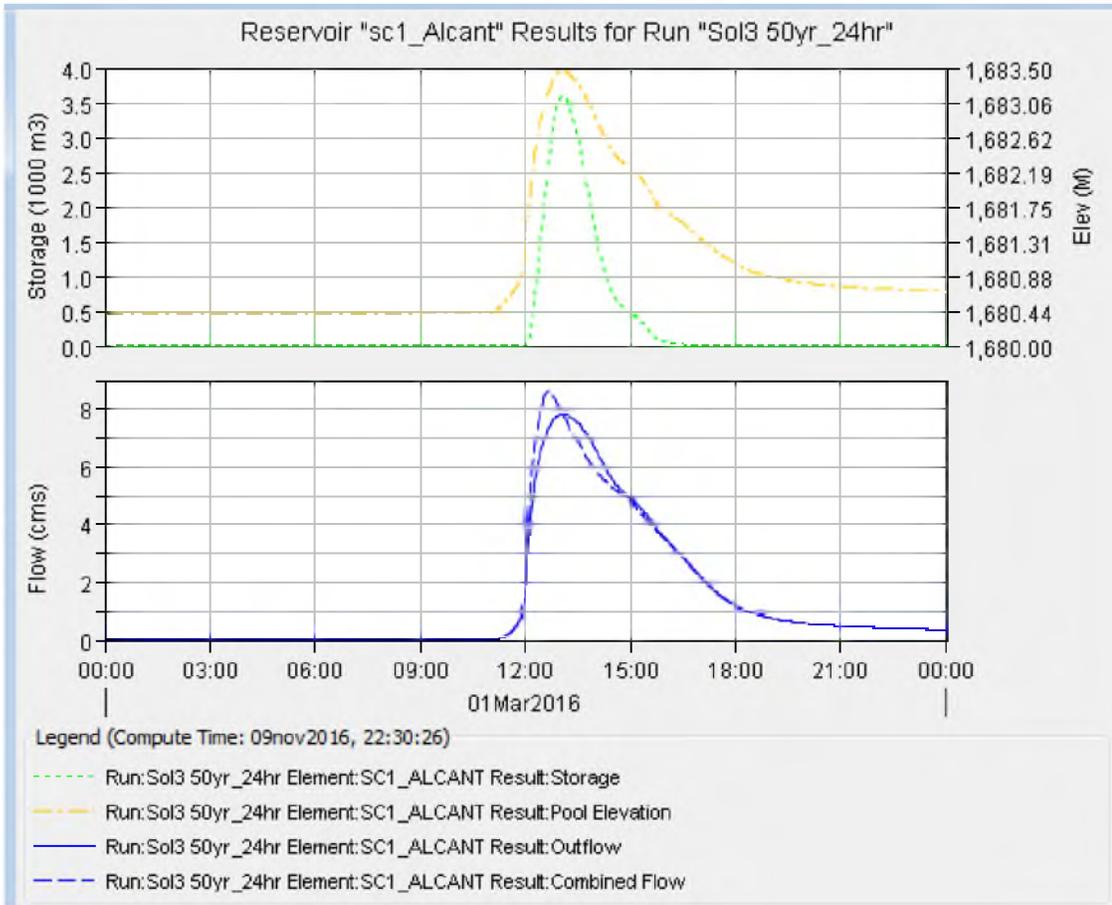


Figura 6-11. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica para la alcantarilla de Cipreses. Solución 3, Cipreses.

6.2 Zona Oratorio

Para esta zona se respetó el desvío de aguas hecho por los vecinos y diseñó una nueva alcantarilla para las aguas desviadas que actualmente van a dar a la carretera y están provocando daños en el asfalto y erosión en las cunetas de tierra existentes. Además de rediseñar la alcantarilla existente que se ubica bajo la Iglesia de Oratorio.

6.2.1 Aumento alcantarilla zona de la Iglesia, cuenca Oratorio.

Con base en el levantamiento topográfico se buscó una alcantarilla que cubriera el caudal pico de $1.9 \text{ m}^3/\text{s}$ para el periodo de 50 años, se redujo la altura máxima de almacenamiento al ras de la calle, es decir de 1.86m a 1.21m (1780.60 msnm) así se asume que no se permitirá inundación sobre la calle, por tanto el volumen de almacenamiento se redujo de $0.163 (1000 \text{ m}^3)$ a tan solo 5 m^3 correspondientes a la caja que recibe el agua a la entrada y que se encuentra por debajo de la altura de la calle.

Las dimensiones de la alcantarilla propuesta para Oratorio se muestran en el Cuadro 6-5. Donde el único cambio a la situación existente son las nuevas dimensiones de la alcantarilla.

Cuadro 6-5. Dimensiones alcantarilla Solución 1, Oratorio (Iglesia).

Alcantarilla	Circular de concreto
Diámetro (mm)	1220
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.0316
Longitud (m)	59.50
H (m)	1.21 (1780.60msnm)

La Figura 6-12 mostrada a continuación muestra la ubicación de la alcantarilla existente en Cipreses. Es importante recordar que esta alcantarilla se encuentra debajo de la Iglesia de Oratorio y la carretera 230.



Figura 6-12. Ubicación alcantarilla Oratorio (Iglesia).

El perfil hidráulico de la alcantarilla propuesta para Oratorio se muestra en la Figura 6-13 mostrada a continuación. Donde el diseño asume que no se sobrepasará la altura de la alcantarilla.

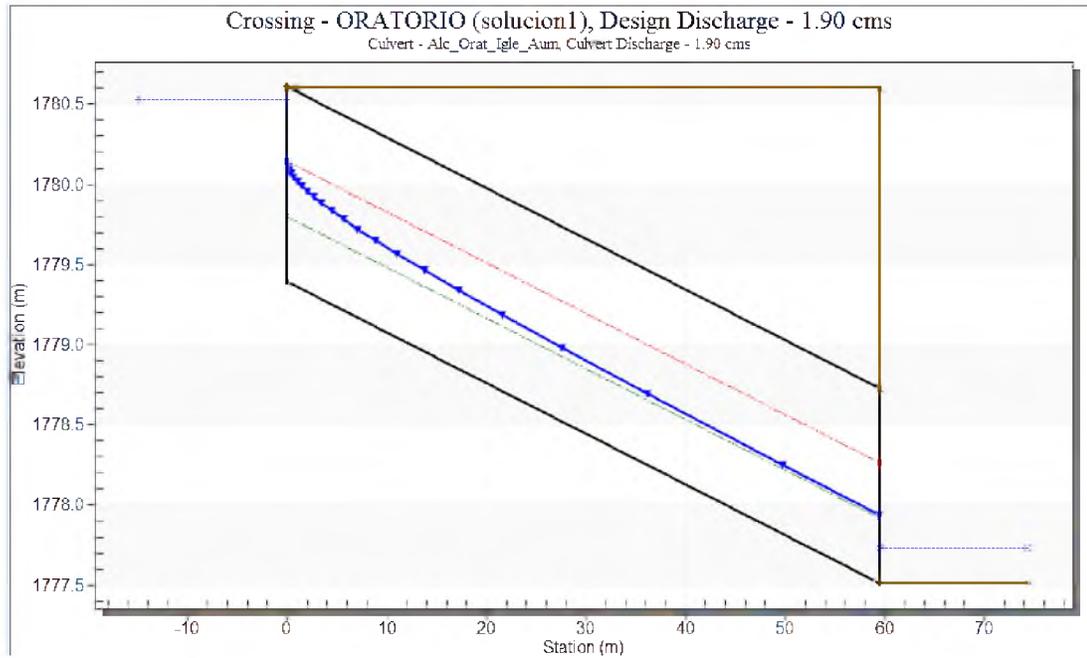


Figura 6-13. Perfil hidráulico de alcantarilla Solución 1, Oratorio (Iglesia).

Con esta nueva alcantarilla de diámetro mayor, al modelar el sistema ya no se presenta desbordamiento, de esta forma la configuración puede soportar el caudal pico para el periodo de retorno de 50 años, solo con el aumento de las dimensiones de esta tubería.

La Figura 6-14 muestra la curva de rendimiento de esta alcantarilla aumentada propuesta para Oratorio y un periodo de retorno de 50 años.

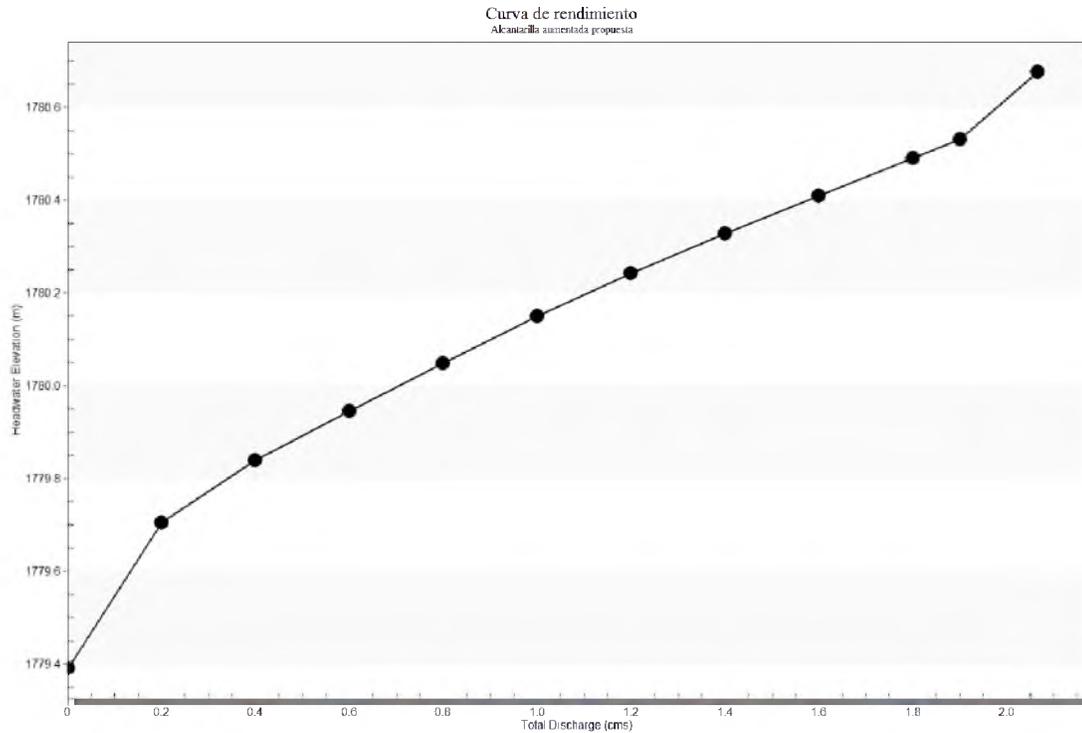


Figura 6-14. Curva de rendimiento para la alcantarilla aumentada propuesta para la cuenca de Oratorio (Iglesia).

La Figura 6-15 muestra el comportamiento de esta nueva configuración dentro del modelo HEC-HMS. Se observa como la línea de almacenamiento y elevación del agua no sobrepasan la altura propuesta en el diseño de 1780.60msnm.

Además se observa como el caudal pico de 50 años de periodo de retorno, menor a 2 m³/s es contenido por la alcantarilla. Esto se observa en las líneas azules de la gráfica inferior. Durante las 12:00 y 15:00.

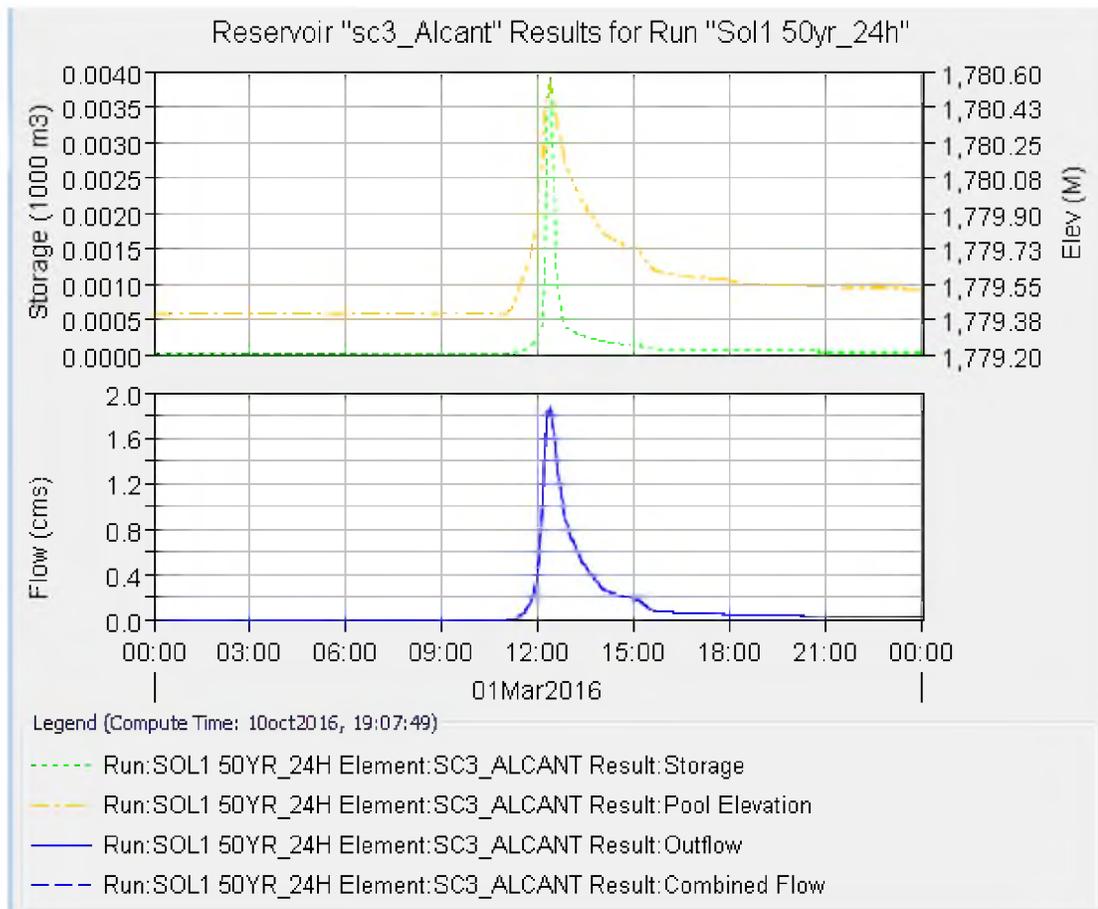


Figura 6-15. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica Solución 1, Oratorio (Iglesia).

6.2.2 Alcantarilla (Canal), cuenca Oratorio.

Se dimensionó una alcantarilla que lograra cubrir la salida del agua producto del desvío de aguas, el cual se maneja para el periodo de retorno de 50 años de $1.4\text{m}^3/\text{s}$ y fue calculado como la microcuenca Oratorio Arriba.

Esta alcantarilla toma toda el agua que actualmente simplemente da a la calle sin ningún tipo de obra hidráulica, como se mostró en la sección 4.1.2. Para su diseño se escogió una pendiente y una longitud en función de su ubicación y la geografía del lugar, diseñando para 58m de longitud y una pendiente del 2.59%.

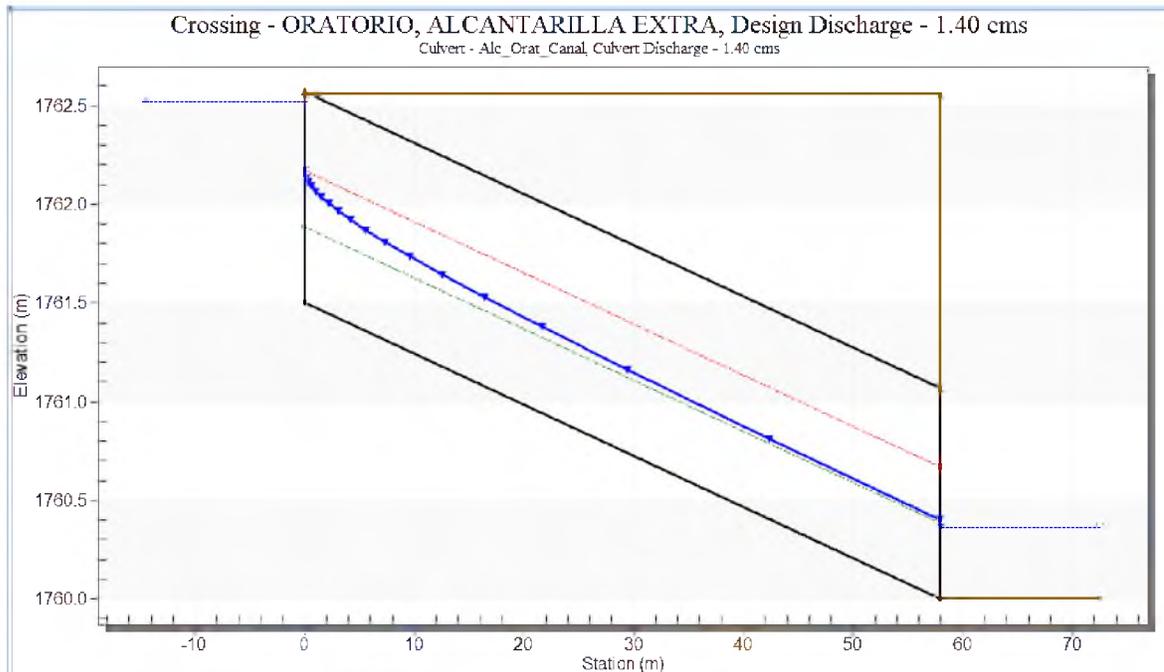


Figura 6-16. Perfil hidráulico de alcantarilla propuesta, Oratorio (Canal).

La Figura 6-16 muestra el perfil hidráulico para la alcantarilla propuesta para la zona de Oratorio donde no existe alcantarilla para la captación de aguas sobre la carretera.

Esta tubería está ubicada de manera que el único movimiento de tierras se da sobre la carretera 230, como se observa en la imagen de la Figura 6-17.

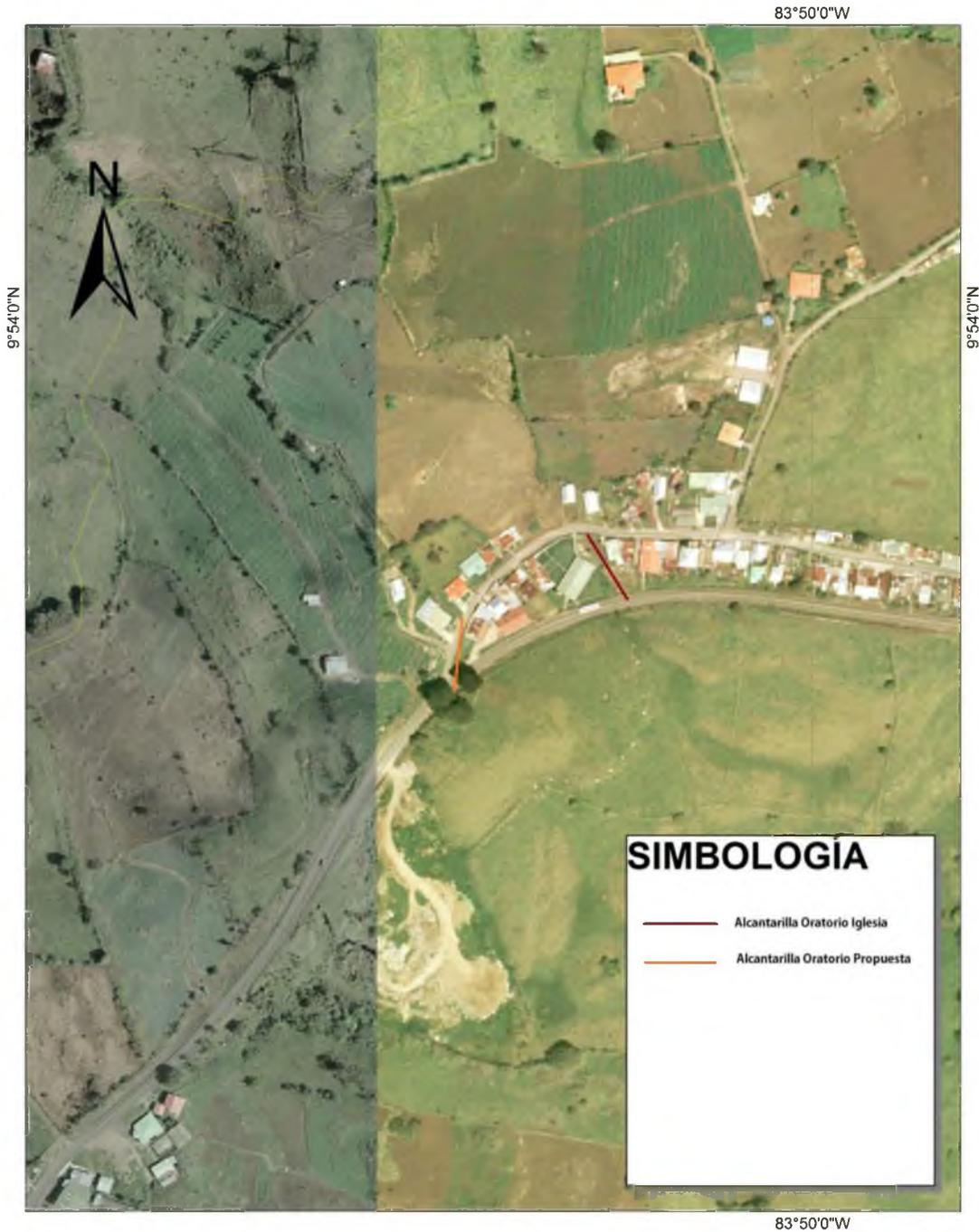


Figura 6-17. Ubicación sugerida de la alcantarilla para la cuenca de Oratorio (Canal).

Como resultado la dimensión hidráulica para el manejo de esta agua se muestra a continuación en el Cuadro 6-6.

Cuadro 6-6. Dimensiones alcantarilla propuesta, Oratorio (Canal).

Alcantarilla	Circular de concreto
Diámetro (mm)	1070
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.0259
Longitud (m)	58
H (m)	1.06 (1762.56 msnm)

Esta alcantarilla se modeló de manera que tuviera suficiente capacidad para no tener desbordamiento para un periodo de retorno de 50 años para la microcuenca de Oratorio Arriba. Como se observa en la modelación graficada en la Figura 6-18, se tiene como altura máxima a desbordar 1.06 m (1762.56msnm) justo la altura de la alcantarilla.

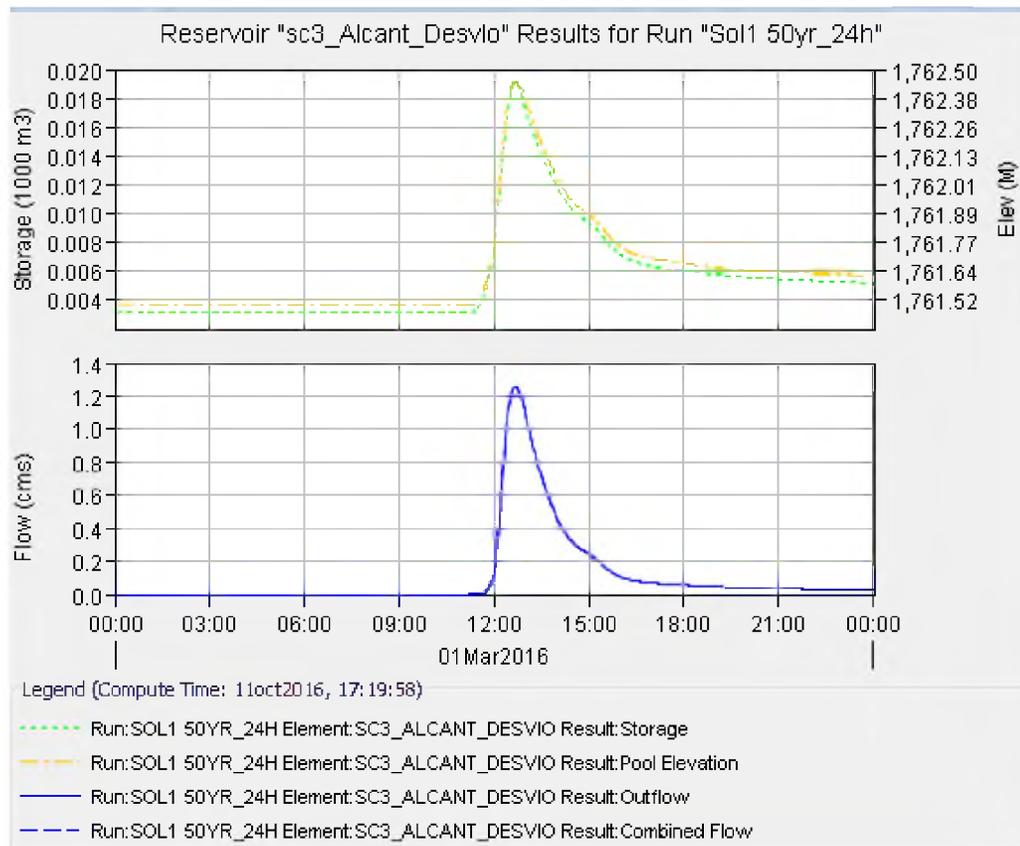


Figura 6-18. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica Solución 1, Oratorio (Canal).

6.2.3 Embalse, cuenca Oratorio.

Se empleó la misma metodología para la selección de un embalse y sus dimensiones en función de la topografía y usos del suelo actuales. De manera que se ubica dentro de la línea de drenaje de la zona y en un área cuyo uso de suelo no sea urbano y además que tenga poca pendiente. Esto se muestra en la Figura 6-19.

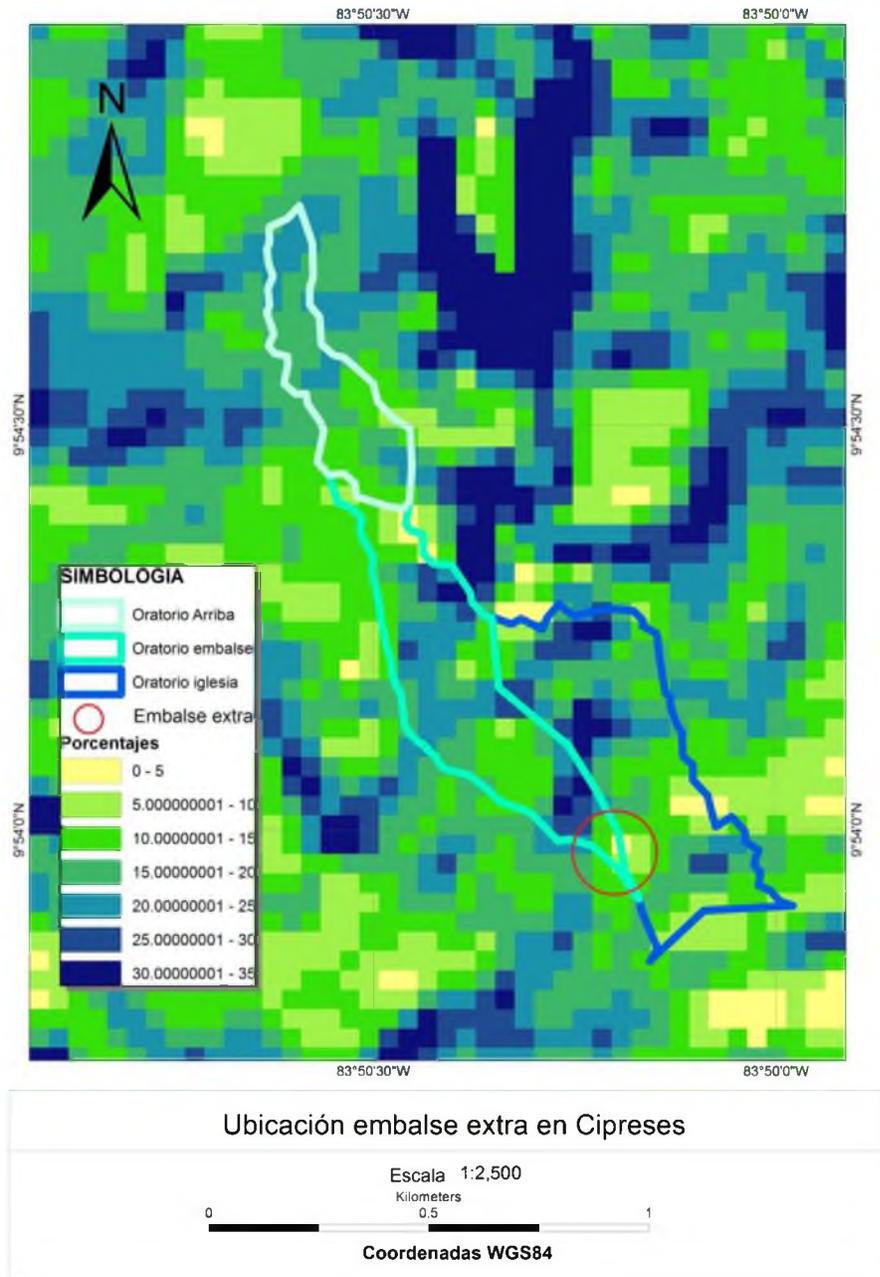


Figura 6-19. Ubicación del embalse artificial propuesto en Oratorio.

La Figura 6-19 muestra una zona donde sería posible ubicar el embalse artificial extra. Este embalse tomaría los caudales producto de las microcuencas de Oratorio arriba y Oratorio embalse. El mapa de pendientes brinda información topográfica útil para lograr ubicar este embalse.

Este embalse tiene un área de 1Ha y una profundidad en su parte más profunda de 4m, previendo 1m de borde libre. Se adoptó la misma forma de cuña para el cálculo y análisis de volumen, que se calculó en 15.00 (1000 m³), aún cuando la dimensión real se deberá a la topografía del lugar donde se ubique el embalse. Estas dimensiones se muestran a continuación en la Figura 6-20.

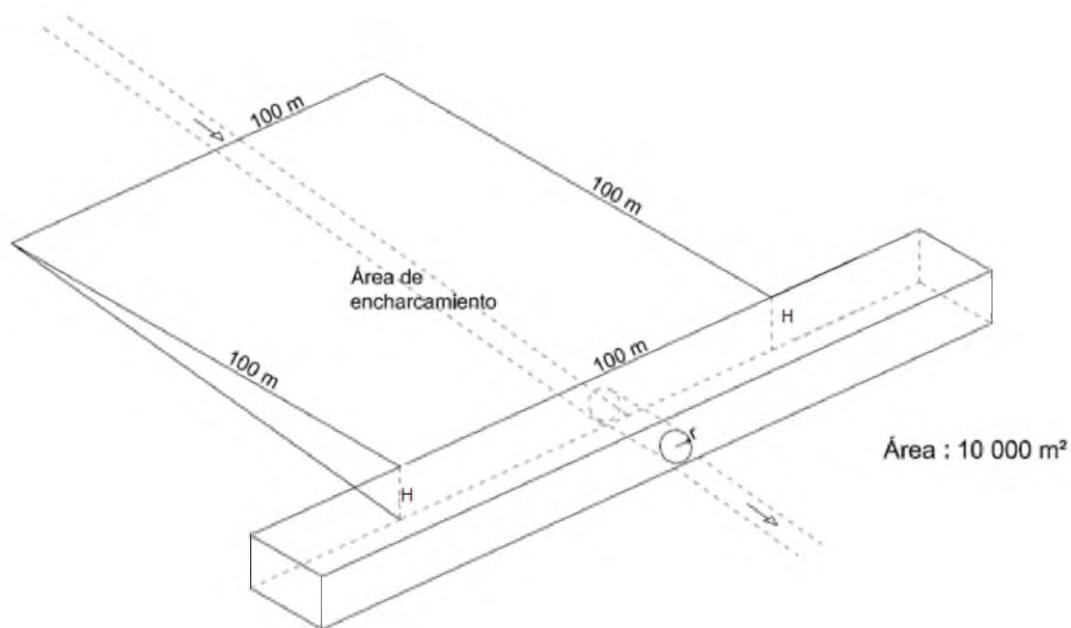


Figura 6-20. Diagrama del embalse artificial propuesto para Oratorio.

Las dimensiones de la alcantarilla que se modeló para la configuración mostrada anteriormente se resumen en el cuadro 6-7.

Cuadro 6-7. Dimensiones alcantarilla propuesta para el embalse artificial Oratorio (Canal).

Alcantarilla	Circular de concreto
Diámetro (mm)	1200
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.016
Longitud (m)	12
H (m)	3

Esta nueva configuración con embalse artificial para el sistema dio como resultado una reducción del caudal de salida de 1.3 a 0.8 m³/s en la zona de inundación es decir una reducción del 39% del caudal, manteniendo una altura por debajo a la inundación a 3 m, por lo que se respeta el m de borde libre propuesto. Se mantiene una altura máxima de menos de 1m durante un periodo de 6 horas, lo que muestra que el tiempo que la zona quedará con agua no será mucha.

La comportamiento hidráulico se muestra en la Figura 6-21 donde las líneas de almacenamiento en verde y de altura del agua en amarillo, no exceden 1m de altura de almacenamiento.

Se muestra también como producto del tránsito de avenidas las líneas azules muestran como el flujo se ve diluido en el tiempo con la línea de caudal de salida. Esta reduce el caudal pico y lo distribuye en el tiempo entre las 12:00 y las 18:00 alcanzando como se mencionó antes un caudal pico menor a 1 m³/s.

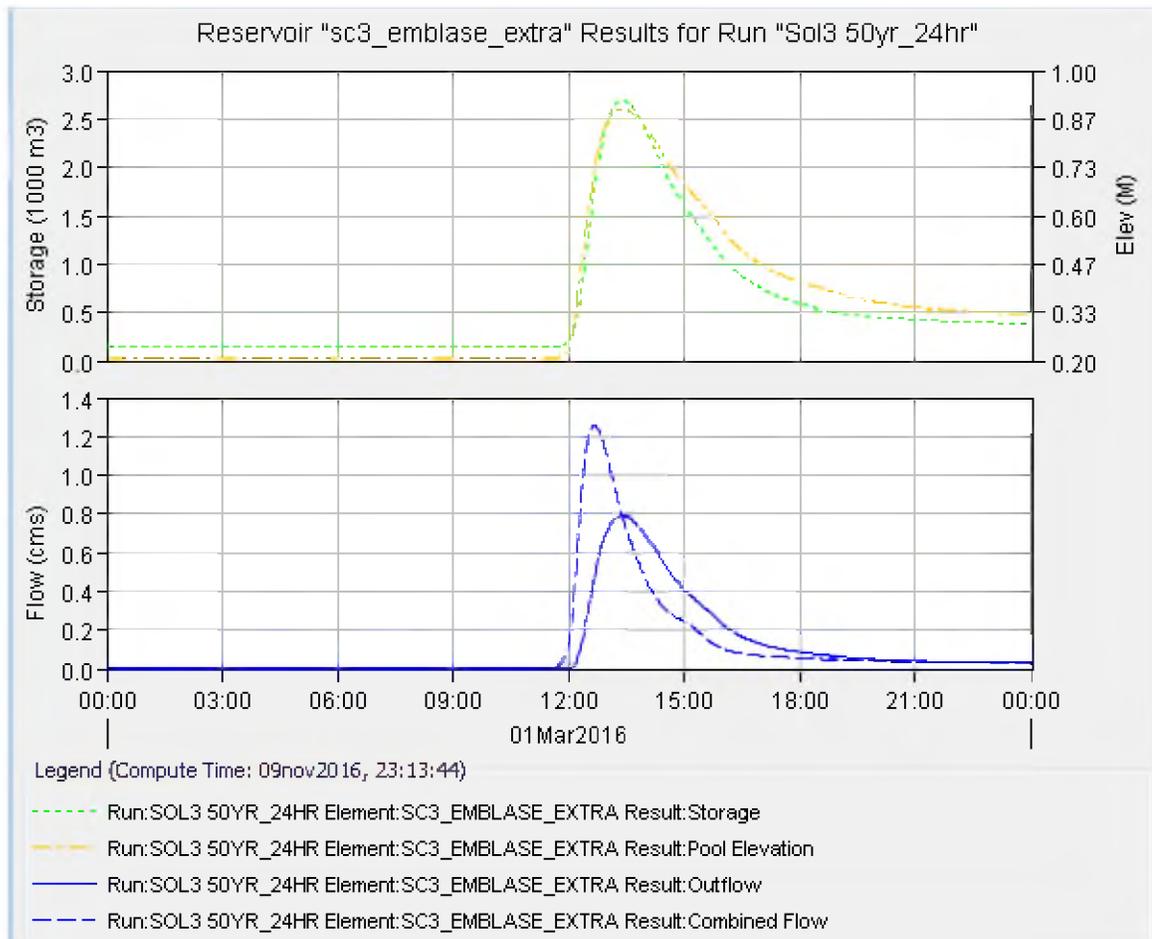


Figura 6-21. Resumen gráfico resultados modelación hidráulica para el embalse artificial de Oratorio (Canal).

Con esta reducción del caudal se redimensionó la alcantarilla para el canal adaptando sus dimensiones a una alcantarilla de un diámetro de 760mm contra la de 1070 mm que cubrían el caudal pico sin este embalse artificial de 1.3 m³/s. El nuevo comportamiento de la alcantarilla ajustada sería el siguiente Cuadro 6-8.

Cuadro 6-8. Dimensiones ajustadas de la alcantarilla propuesta para Oratorio (Canal).

Alcantarilla	Circular de concreto
Diámetro (mm)	760
Tipo	Recta
Configuración de entrada	Borde cuadrado con pared frontal
Pendiente (m/m)	0.0259
Longitud (m)	58
H (m)	1.06 (1762.56msnm)

Esta reducción ubica al caudal pico en un periodo de retorno cercano a los 10 años. Sin embargo la ubicación de este embalse extra no evita que sea necesaria la construcción de esta alcantarilla inexistente que recibe las aguas de las microcuencas de Oratorio arriba y Oratorio Embalse.

Mientras que la alcantarilla existente en la microcuenca Oratorio Iglesia posee un periodo de retorno bajo sin inundación. Por lo que sí es necesaria una intervención directa en las dimensiones de la alcantarilla.

Capítulo 7. Conclusiones

Se modeló hidrológicamente la situación actual de la cuenca de estudio, obteniendo los caudales picos para las subcuencas de cada una de las cinco cuencas que conforman el área de esta investigación: Cipreses, Oratorio, Chayotillo, Platanillal y Quebrada Presidio. Esto tomando en cuenta los diversos factores hidrológicos que generan esta escorrentía pico para los periodos de retorno de 5, 10, 25 y 50 años.

Se modelaron hidráulicamente las estructuras existentes en la cuenca de Cipreses: alcantarilla de 900mm de diámetro y volumen de embalse 827m³; mediante levantamiento topográfico. Se logró modelar su capacidad hidráulica, obteniendo que actualmente no posee capacidad suficiente para soportar un evento de 5 años de periodo de retorno o mayor. Es por esta baja capacidad hidráulica que la alcantarilla de Cipreses presenta recurrentes problemas de inundación en el embalse aguas arriba y sobre la carretera, sumada a la obstrucción a la salida de la alcantarilla por una construcción.

Se modeló hidráulicamente la cuenca de Oratorio: alcantarilla 711mm y volumen de inundación 163m³. La modelación dio como resultado que el caudal máximo soportado por este sistema no cubre el caudal pico generado para un periodo de retorno de 25 años o mayor. Se estimó además un caudal de 1.4 m³/s para un periodo de retorno de 50 años va a dar a la carretera sin ningún tipo de obra hidráulica para su control y es el causante de los problemas de erosión de la carretera.

La cuenca de Chayotillo fue modelada hidráulicamente y muestra para su situación actual un salto hidráulico oblicuo que llega a bloquear la salida de la alcantarilla en caja y además una velocidad de salida del agua que provoca erosión en su salida. La presencia de este salto hidráulico oblicuo puede comprometer durante una situación extrema la carretera 230 por el desbordamiento del agua sobre la carretera.

Se propusieron tres soluciones para la cuenca de Cipreses. En todas es indispensable eliminar las construcciones aguas debajo de esta alcantarilla ya que obstaculizan el flujo.

- La primera es el diseño de una alcantarilla que soporte la condición actual para el periodo de retorno de 50 años. Esto dio como resultado una alcantarilla cuadrada de 2.00m de alto por 3.50m de ancho.
- La segunda es el aumento del volumen de almacenamiento del área actual que funciona como embalse de retención a 5530m³, disminuyendo las dimensiones de la alcantarilla a 1.50m de alto por 2.750m de ancho. Con lo que se cubre el flujo para 50 años de periodo de retorno.
- La tercera propone un embalse aguas arriba de doble función tanto para reducir los caudales picos como un espacio aprovechable para la ganadería en época seca de 1Ha de área de encharcamiento con un dique de 4m de alto y 12m de ancho y una alcantarilla de 1.20m de diámetro. Este embalse artificial reduce las dimensiones de la infraestructura hidráulica de la alcantarilla a 1.20m de alto y 1.50m de ancho. La creación de embalses para tránsitos de avenidas reducen significativamente los caudales picos aguas abajo.

Para la cuenca de Oratorio se propusieron también tres escenarios:

- El primero es el diseño de una alcantarilla de 1.22m de diámetro capaz de cubrir el caudal pico para un periodo de retorno de 50 años evitando que la carretera que funciona actualmente como área de inundación no sea cubierta por el agua.
- Se diseñó una segunda alcantarilla de 1.07m de diámetro y 58m de largo que no existe actualmente para cubrir el excedente de agua producto de un desvío de aguas a la calle en la zona oeste de la Iglesia de Oratorio.
- Y en tercer lugar se propuso un embalse de almacenamiento aguas arriba al desvío de aguas de 1Ha de área de encharcamiento con un dique de 3m de alto y 12m de ancho con una alcantarilla de 1.20m de diámetro, que dio como resultado una reducción significativa del caudal de salida, dando una nueva alcantarilla para el desvío de aguas de 76cm de diámetro.

7.1 Recomendaciones

En cuanto a las soluciones generales a las inundaciones de la zona se recomienda la creación de embalses artificiales (tránsito de avenidas en embalses) en conjunto del reajuste de dimensiones de las alcantarillas existentes según el estudio hidrológico, así como la creación de desagües en las zonas donde se ubican estas alcantarillas. por los siguientes motivos demostrados en los cálculos de esta investigación.

- Es una solución sencilla, práctica y muy fácil de lograr por la topografía de la zona.
- Estas pueden reducir notablemente los excedentes de agua que se presentan en la comunidad de Oreamuno.
- Su construcción no significa la pérdida del uso del terreno sino solamente un uso para eventos muy poco usuales y de un relativo corto tiempo de uso durante el año.

En cuanto al uso general de la cuenca se recomienda.

- Definir claramente en la cuenca las líneas de drenaje natural para evitar nuevas construcciones sobre estas y evitar más obstrucciones a futuro del agua escurrida.
- Evitar el desvío de aguas entre cuencas sin un análisis hidrológico del impacto generado
- Realizar un muestreo práctico después de una lluvia crítica en la infraestructura hidráulica de Chayotillo para poder comparar los cálculos hechos en esta investigación.
- Fomentar la importancia del desarrollo de un plan regulador de uso de suelos integral para evitar el incremento de problemas de inundación.

Capítulo 8. Referencias bibliográficas

- ALFARO, D. (2013) *Análisis hidrológico e hidráulico de la cuenca del río Agres para el control de inundaciones*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil. 92 p.
- ARAYA, A. (2000) *Análisis hidrológico e hidráulico del sistema de evacuación de aguas pluviales de una cuenca urbana*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil. 123 p.
- BERMÚDEZ, S. (2011). *Análisis y propuesta para el mejoramiento del sistema de alcantarillado sanitario del distrito de San Rafael de Oreamuno*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil. 102 p.
- BRUNNER, G. (2010). HEC-RAS Hydraulic Reference Manual. US ARMY CORPS OF ENGINEERS, HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER.
- CALDERÓN, P. (1999), *Modelación hidrológica e hidráulica para el control de inundaciones en la cuenca del Río Quebrada Seca*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Agrícola. 63 p.
- CANTONE J. & SCHMIDT A. (2009). Potential Dangers of Simplifying Combined Sewer Hydrologic Hydraulic Models. JOURNAL OF HYDROLOGIC ENGINEERING. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000023.
- CHOW, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- CHOW, V. T. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- CHU X. & STEINMAN A. (2009). Event and Continuous Hydrologic Modeling with HEC-HMS. JOURNAL OF IRRIGATION AND DRAINAGE ENGINEERING. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9437(2009)135:1(119)
- COLBY J. & DOBSON J., (2010). Flood modeling in the coastal plains and mountains: Analysis of Terrain resolution. NATURAL HAZARDS REVIEW. DOI: 10.1061/(ASCE) 1527-6988201011:119.

- FALLAS, A. (2010). *Intervenciones basadas en la planificación y gestión territorial de los riesgos del agua y del medio ambiente con enfoque de multiculturalidad y género en el municipio de Oreamuno, Cartago, Costa Rica. Maestría en artes en planificación y gestión territorial de los riesgos, del agua del medio ambiente con enfoque de multiculturalidad y género.* (Tesis de Maestría, Universidad San Carlos de Guatemala). Recuperado de http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/06/06_3062.pdf
- GONZALO C., ROBREDO J. & MINTEGUI J., (2012). Semidistributed Hydrologic Model for Flood Risk Assessment in the Pejibaye River Basin, Costa Rica. *JOURNAL OF HYDROLOGIC ENGINEERING*. DOI:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000568.
- IKWEIRI F. & JIN Y. (2004). Application of Remote Sensing and GIS to Model Mountainous Rivers. *JOURNAL OF HYDROLOGIC ENGINEERING*. DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2004)9:3(208).
- JARA, J. (2000), *Modelación hidráulica de la Quebrada Vásquez*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Agrícola. 87 p.
- MONTEALEGRE, ANDRÉS. (2015). Estudio hidrológico e hidráulico de las inundaciones del valle de Coris, Cartago. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Civil. 186 p.
- MORA, J. (2014). Análisis del riesgo de inundación para la cuenca urbana del río Damas en el Cantón de Desamparados. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Civil. 199p.
- MORRIS, H. (2006). *Modelación hidráulica e hidrológica del Río Guápiles para determinar la vulnerabilidad a inundaciones en un tramo comprendido entre los poblados Guápiles y la Rita*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Agrícola. 160p.
- MUÑOZ, R. & Ritter A. (2005). *Hidrología Agroforestal*. Canarias, España: Ediciones Mundi-Prensa.
- RODRÍGUEZ, E. (1989). *Revisión de métodos de diseño hidrológico e hidráulico de alcantarillas para carreteras*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Civil. 146p.
- ROJAS M., NAZARETH. (2011). Curvas de Intensidad Duración Frecuencia de algunas estaciones meteorológicas mecánicas. MINAET & IMN. San José, Costa Rica.

- ROJAS, A. (2000). *Calibración y Modelación Hidrológica para el Control de Inundaciones en la Cuenca del Río Turrialba, utilizando el HEC-HMS*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Agrícola. 94 p.
- SANABRIA, JAIRO. (2010). *Guía para el diseño geotécnico de diques de protección civil en zonas inundables de Costa Rica*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Civil. 155 p.
- SCHARFFENBERG (2010). HEC-HMS Version 3.5 User Manual. US ARMY CORPS OF ENGINEERS, HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER.
- SEGURA, L. (2004). *Modelación hidráulica de la Quebrada Seca para el manejo de inundaciones en el Cantón de Belén*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Agrícola. 91 p.
- SHALL J, THOMPSON P, ZERGES S, KILGORE R & MORRIS J. (2012) Hydraulic design of highway culverts. US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION , FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-HIF-12-026. Hydraulic Design Series Number 5.
- SOLANO, J., VILLALOBOS, R. (2001). Aspectos fisiográficos aplicados a un bosquejo de regionalización geográfico climático de Costa Rica. Tópicos Meteorológicos y Oceanográficos. Instituto Meteorológico Nacional. 8(1):26-39. San José, Costa Rica.
- TENCIO, E. (2014). *Desarrollo de una metodología de diseño para un acueducto rural basado en los estándares del PMI (Project Management Institute)*. Tesis Lic. San José, CR. Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela Ingeniería Civil. 173p.
- USDA (1986) Urban Hydrology for Small Watersheds TR-55. USDA, UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE, CONSERVATION ENGINEERING DIVISION. (210-VI-TR-55, Second Ed., June 1986)
- USDA-SCS. (1964). Hydrology. Section 4, Part I, Watershed planning. En: National Engineering Handbook. Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, Servicio de Conservación de Suelos, Washington DC.
- VILLALOBOS, M. (2005). *Diseño de drenaje superficial*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

VILLÓN B., Máximo (2004). *Hidrología*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

VILLÓN B., Máximo (2006). *Hidrología Estadística*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Apéndices

Apéndice 1.Datos de lluvia máxima. Estación Sanatorio Durán.

Estación: 73011-Sanatorio Durán

Año	5 minutos	10 minutos	15 minutos	30 minutos	1 hora	2 horas	3 horas	6 horas	24 horas
2000	5.6	9.4	12.7	19.0	27.5	30.8	31.4	34.6	43.9
2001	5.1	9.2	12.5	15.0	22.0	25.7	28.1	36.4	36.7
2002	6.4	9.6	13.4	19.2	23.8	34.0	41.3	57.3	63.3
2003	6.6	12.4	15.2	21.5	32.0	44.9	46.1	47.3	65.3
2004	7.4	11.2	12.9	19.8	26.9	40.6	46.5	68.3	105.2
2005	8.9	15.7	22.4	30.7	36.8	41.1	46.7	58.9	68.1
2006	7.6	14.2	20.1	29.5	35.8	53.1	68.8	84.3	84.8
2007	6.9	13.5	16.0	28.4	39.9	44.2	45.2	46.2	49.8
2008	6.6	12.7	17.8	27.7	30.7	31.5	34.5	58.9	70.6
2009	7.9	14.7	19.8	30.2	47.0	70.6	81.3	93.2	94.5
2010	4.3	8.1	10.2	14.2	17.0	22.1	26.7	32.3	83.6
2011	5.3	10.2	12.2	15.7	21.3	26.4	27.2	33.8	52.6
2012	5.1	9.7	13.7	23.9	33.3	41.7	42.2	47.0	49.5
2013	6.1	11.9	17.5	31.0	42.4	49.5	53.8	55.1	55.1
2014	8.1	14.0	19.6	24.6	31.0	31.0	36.8	40.1	42.7
2015	7.4	10.2	13.0	20.6	34.0	39.9	39.9	40.4	40.6

Fuente. ICE

Apéndice 2. Cantidad & Intensidad Máxima Anual de Lluvia (mm) para Varios Intervalos de Tiempo. Estación Sanatorio Durán.

Estación: 73011-Sanatorio Durán

Año	Fecha	Intervalo	Cantidad
2000	06/08/2000	5 minutos	5.6
	06/08/2000	10 minutos	9.4
	24/09/2000	15 minutos	12.7
	06/08/2000	30 minutos	19.0
	06/08/2000	1 hora	27.5
	30/11/2000	2 horas	30.8
	30/11/2000	3 horas	31.4
	01/12/2000	6 horas	34.6
2001	10/02/2001	5 minutos	5.1
	10/02/2001	10 minutos	9.2
	23/08/2001	15 minutos	12.5
	07/09/2001	30 minutos	15.0
	25/09/2001	1 hora	22.0
	25/09/2001	2 horas	25.7
	25/09/2001	3 horas	28.1
	15/05/2001	6 horas	36.4
2002	23/05/2002	5 minutos	6.4
	26/10/2002	10 minutos	9.6
	26/10/2002	15 minutos	13.4
	26/10/2002	30 minutos	19.2
	04/06/2002	1 hora	23.8
	28/09/2002	2 horas	34.0
	28/09/2002	3 horas	41.3
	08/11/2002	6 horas	57.3
2003	11/06/2003	5 minutos	6.6
	11/06/2003	10 minutos	12.4
	11/06/2003	15 minutos	15.2
	11/06/2003	30 minutos	21.5
	31/05/2003	1 hora	32.0
	31/05/2003	2 horas	44.9
	31/05/2003	3 horas	46.1
	31/05/2003	6 horas	47.3
2004	28/05/2004	5 minutos	7.4
	28/05/2004	10 minutos	11.2
	22/05/2004	15 minutos	12.9
	22/05/2004	30 minutos	19.8
	22/05/2004	1 hora	26.9

	22/05/2004	2 horas	40.6	
	07/11/2004	3 horas	46.5	
	07/11/2004	6 horas	68.3	
2005	11/07/2005	5 minutos	8.9	
	11/07/2005	10 minutos	15.7	
	11/07/2005	15 minutos	22.4	
	17/05/2005	30 minutos	30.7	
	17/05/2005	1 hora	36.8	
	11/07/2005	2 horas	41.1	
	11/07/2005	3 horas	46.7	
	11/07/2005	6 horas	58.9	
	2006	16/05/2006	5 minutos	7.6
		03/06/2006	10 minutos	14.2
03/06/2006		15 minutos	20.1	
16/05/2006		30 minutos	29.5	
03/06/2006		1 hora	35.8	
03/06/2006		2 horas	53.1	
03/06/2006		3 horas	68.8	
03/06/2006		6 horas	84.3	
2007	03/10/2007	5 minutos	6.9	
	03/10/2007	10 minutos	13.5	
	03/10/2007	15 minutos	16.0	
	03/10/2007	30 minutos	28.4	
	03/10/2007	1 hora	39.9	
	03/10/2007	2 horas	44.2	
	03/10/2007	3 horas	45.2	
	03/10/2007	6 horas	46.2	
2008	09/09/2008	5 minutos	6.6	
	09/09/2008	10 minutos	12.7	
	09/09/2008	15 minutos	17.8	
	09/09/2008	30 minutos	27.7	
	09/09/2008	1 hora	30.7	
	21/05/2008	2 horas	31.5	
	21/05/2008	3 horas	34.5	
	21/05/2008	6 horas	58.9	
	2009	18/06/2009	5 minutos	7.9
18/06/2009		10 minutos	14.7	
18/06/2009		15 minutos	19.8	
23/10/2009		30 minutos	30.2	
23/10/2009		1 hora	47.0	
23/10/2009		2 horas	70.6	
23/10/2009		3 horas	81.3	
23/10/2009		6 horas	93.2	

2010	23/05/2010	5 minutos	4.3
	23/05/2010	10 minutos	8.1
	23/05/2010	15 minutos	10.2
	23/05/2010	30 minutos	14.2
	30/04/2010	1 hora	17.0
	30/04/2010	2 horas	22.1
	24/05/2010	3 horas	26.7
	23/05/2010	6 horas	32.3
2011	04/11/2011	5 minutos	5.3
	04/11/2011	10 minutos	10.2
	04/11/2011	15 minutos	12.2
	04/11/2011	30 minutos	15.7
	04/11/2011	1 hora	21.3
	04/11/2011	2 horas	26.4
	04/11/2011	3 horas	27.2
	04/11/2011	6 horas	33.8
2012	27/09/2012	5 minutos	5.1
	27/09/2012	10 minutos	9.7
	27/09/2012	15 minutos	13.7
	27/09/2012	30 minutos	23.9
	27/09/2012	1 hora	33.3
	27/09/2012	2 horas	41.7
	27/09/2012	3 horas	42.2
	27/09/2012	6 horas	47.0
2013	01/06/2013	5 minutos	6.1
	01/06/2013	10 minutos	11.9
	01/06/2013	15 minutos	17.5
	01/06/2013	30 minutos	31.0
	01/06/2013	1 hora	42.4
	01/06/2013	2 horas	49.5
	01/06/2013	3 horas	53.8
	01/06/2013	6 horas	55.1
2014	21/10/2014	5 minutos	8.1
	21/10/2014	10 minutos	14.0
	21/10/2014	15 minutos	19.6
	21/10/2014	30 minutos	24.6
	21/10/2014	1 hora	31.0
	21/10/2014	2 horas	31.0
	21/10/2014	3 horas	36.8
	11/09/2014	6 horas	40.1
2015	01/02/2015	5 minutos	7.4
	25/09/2015	10 minutos	10.2
	25/09/2015	15 minutos	13.0

06/06/2015	30 minutos	20.6
06/06/2015	1 hora	34.0
06/06/2015	2 horas	39.9
06/06/2015	3 horas	39.9
06/06/2015	6 horas	40.4

Fuente. ICE

Apéndice 3. Láminas de diseño y curva de ajuste para Sanatorio Durán.

m	Periodo Retorno	P excedencia	5 minutos	10 minutos	15 minutos	30 minutos	1 hora	2 horas	3 horas	6 horas	24 horas
1	17.00	0.06	8.9	15.7	22.4	31.0	47.0	70.6	81.3	93.2	105.2
2	8.50	0.12	8.1	14.7	20.1	30.7	42.4	53.1	68.8	84.3	94.5
3	5.67	0.18	7.9	14.2	19.8	30.2	39.9	49.5	53.8	68.3	84.8
4	4.25	0.24	7.6	14.0	19.6	29.5	36.8	44.9	46.7	58.9	83.6
5	3.40	0.29	7.4	13.5	17.8	28.4	35.8	44.2	46.5	58.9	70.6
6	2.83	0.35	7.4	12.7	17.5	27.7	34.0	41.7	46.1	57.3	68.1
7	2.43	0.41	6.9	12.4	16.0	24.6	33.3	41.1	45.2	55.1	65.3
8	2.13	0.47	6.6	11.9	15.2	23.9	32.0	40.6	42.2	47.3	63.3
9	1.89	0.53	6.6	11.2	13.7	21.5	31.0	39.9	41.3	47.0	55.1
10	1.70	0.59	6.4	10.2	13.4	20.6	30.7	34.0	39.9	46.2	52.6
11	1.55	0.65	6.1	10.2	13.0	19.8	27.5	31.5	36.8	40.4	49.8
12	1.42	0.71	5.6	9.7	12.9	19.2	26.9	31.0	34.5	40.1	49.5
13	1.31	0.76	5.3	9.6	12.7	19.0	23.8	30.8	31.4	36.4	43.9
14	1.21	0.82	5.1	9.4	12.5	15.7	22.0	26.4	28.1	34.6	42.7
15	1.13	0.88	5.1	9.2	12.2	15.0	21.3	25.7	27.2	33.8	40.6
16	1.06	0.94	4.3	8.1	10.2	14.2	17.0	22.1	26.7	32.3	36.7
	Promedio		6.58	11.7	15.6	23.2	31.3	39.2	43.5	52.1	62.9
	STD		1.27	2.29	3.56	5.86	8.11	12.16	14.79	17.82	20.43
	Cs		-0.040	0.220	0.467	-0.060	0.108	1.009	1.307	1.085	0.688
	Cv		0.194	0.197	0.229	0.253	0.259	0.310	0.340	0.342	0.325
Escala	α		0.994	1.789	2.776	4.568	6.326	9.480	11.531	13.891	15.927
Posición	β		6.008	10.636	13.960	20.551	27.686	33.722	36.876	44.113	53.701

Periodo de Retorno	Kt	5 minutos	10 minutos	15 minutos	30 minutos	1 hora	2 horas	3 horas	6 horas	24 horas
1.1	-1.13	5.14	9.07	11.53	16.56	22.15	25.43	26.79	31.96	39.77
2	-0.16	6.37	11.29	14.98	22.23	30.00	37.20	41.10	49.20	59.54
5	0.72	7.50	13.32	18.12	27.40	37.17	47.94	54.17	64.95	77.59
10	1.30	8.24	14.66	20.21	30.83	41.92	55.06	62.82	75.37	89.54
15	1.63	8.66	15.42	21.38	32.76	44.60	59.07	67.71	81.26	96.29
20	1.87	8.96	15.95	22.21	34.12	46.48	61.88	71.12	85.37	101.01
25	2.04	9.19	16.36	22.84	35.16	47.92	64.05	73.76	88.55	104.64
50	2.59	9.89	17.62	24.79	38.37	52.37	70.71	81.87	98.32	115.85

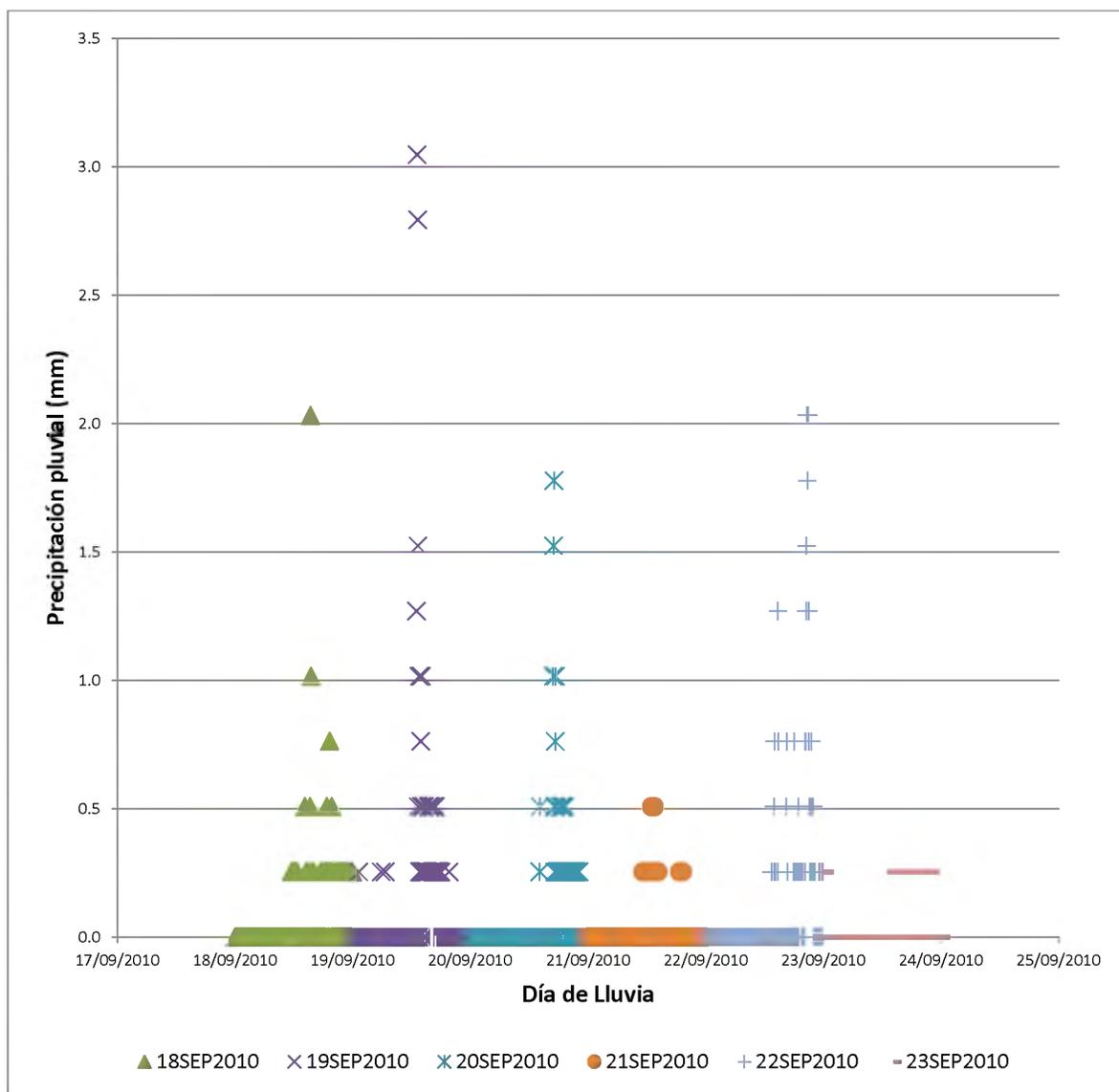
Apéndice 4. Tiempo Datos de lluvia cada 5 minutos. Estación Sanatorio Durán.

Estación Sanatorio Durán. 73011. Altitud 2 345msnm.

Máximos 5'

16/09/2010	17/09/2010	18/09/2010	19/09/2010	20/09/2010	21/09/2010	22/09/2010	23/09/2010
0.3	0.0	2.0	3.0	1.8	0.5	2.0	0.3

Fuente: ICE



Fuente: ICE

Apéndice 5. Tipos de suelo.

Puntos dentro del área se estudio.

	horizonte	Clase Textural	Drenaje	Nivel		id_hz	prof_inicio	prof_final	prof_total
				Freático					
1	1	FRANCO ARENOSO	Bien drenado	mayor 90 cm		A	0	6	6
	2	ARENA FRANCA	Bien drenado	mayor 90 cm		C1	6	21	15
	3	ARENA FRANCA	Bien drenado	mayor 90 cm		C2	21	41	20
	4	ARENOSO	Bien drenado	mayor 90 cm		C3	41	78	37
	5	ARENA FRANCA	Bien drenado	mayor 90 cm		C4	78	96	18
2	1	FRANCO ARENOSO	Bien drenado	a 200 cm		A1	0	12	12
	2	FRANCO ARENOSO	Bien drenado	a 200 cm		A2	12	41	29
	3	FRANCO ARENOSO	Bien drenado	a 200 cm		A3	41	68	27
	4	FRANCO ARENOSO	Bien drenado	a 200 cm		Ab4	68	120	52
	5	FRANCO ARENOSO	Bien drenado	a 200 cm		A5	120	132	12
	6	FRANCO ARENOSO	Bien drenado	a 200 cm		Ab6	132	170	38

Fuente. CIA

Puntos dentro del área se estudio. (continuación)

	horizonte	Densidad			Ret_humedad0,33	Ret_humedad15	Agua Util	
		ARENA	LIMO	ARCILLA				Aparente
1	1	71	27	3	0.53	87.60	15.40	72.20
	2	73	25	2	1.56	8.90	1.20	7.70
	3	81	17	2	1.46	9.90	0.90	9.00
	4	90	10	1	1.63	5.60	0.40	5.20
	5	73	25	2	1.63	10.40	1.30	9.10
2	1	71	25	4	0.93	35.80	10.00	25.80
	2	70	25	5	1.18	30.40	11.40	19.00
	3	70	24	6	1.14	26.90	10.90	16.00
	4	63	32	6	0.93	45.20	18.10	27.10
	5	70	28	2	1.10	33.30	9.80	23.50
	6	68	30	2	1.16	35.00	10.50	24.50

Fuente. CIA

Puntos dentro del área se estudio. (continuación)

horizonte		Tipo	Clase	Consistencia	Porosidad
1	1	Granular	fina y muy fina	Muy friable	Abuantes medios, finos y muy finos
	2	Laminar	Fina	Muy friable	Comunes finos y muy finos
	3	Laminar	Fina	Muy friable	Comunes finos y muy finos
	4	Granular		Muy friable	Comunes finos y muy finos
	5	Granular		Muy friable	Escasos finos y muy finos
2	1	Bloques subangulares	fina y muy fina	Muy friable	Abuantes gruesos, medios, finos y muy finos
	2	Bloques subangulares	Fina	Friable	Comunes finos y muy finos
	3	Prismática	Gruesa	Friable	Comunes finos y muy finos
	4	Prismática	Gruesa	Friable	Comunes finos y muy finos, escasos medios
	5	Prismática	Gruesa	Friable	Comunes finos y muy finos
	6	Prismática	Gruesa	Friable	Comunes finos y muy finos, escasos medios

Fuente. CIA

Resultados prueba de infiltración.

TIEMPO HH:MM:SS	LECTURA NIVEL (cm)		Δt (min)	Δ nivel Agua (mm)	INFILTRACIÓN			INFILTRACIÓN		
	ANTES LLENAR	DESPUES LLENAR			MIN	SEG	HORAS	(cm/h)	(mm/h)	m/s
00:00:00		21	00:00:00		0	0	0.000			
00:06:10	20	21	00:06:10	10	6	10	0.103	9.73	97.30	27.0E-06
00:13:10	20	21	00:07:00	10	7	0	0.117	8.57	85.71	23.8E-06
00:21:15	20	21	00:08:05	10	8	5	0.135	7.42	74.23	20.6E-06
00:30:30	20	21	00:09:15	10	9	15	0.154	6.49	64.86	18.0E-06
00:39:45	20	21	00:09:15	10	9	15	0.154	6.49	64.86	18.0E-06
00:51:30	20	21	00:11:45	10	11	45	0.196	5.11	51.06	14.2E-06
01:03:20	20	21	00:11:50	10	11	50	0.197	5.07	50.70	14.1E-06
01:15:20	20	21	00:12:00	10	12	0	0.200	5.00	50.00	13.9E-06
01:27:30	20	21	00:12:10	10	12	10	0.203	4.93	49.32	13.7E-06
01:40:30	20	21	00:13:00	10	13	0	0.217	4.62	46.15	12.8E-06
01:54:00	20	21	00:13:30	10	13	30	0.225	4.44	44.44	12.3E-06
02:06:00	20	21	00:12:00	10	12	0	0.200	5.00	50.00	13.9E-06
02:18:30	20	21	00:12:30	10	12	30	0.208	4.80	48.00	13.3E-06
02:27:00	20	21	00:08:30	10	8	30	0.142	7.06	70.59	19.6E-06
02:37:30	20	21	00:10:30	10	10	30	0.175	5.71	57.14	15.9E-06
02:46:30	20	21	00:09:00	10	9	0	0.150	6.67	66.67	18.5E-06
02:56:00	20	21	00:09:30	10	9	30	0.158	6.32	63.16	17.5E-06
03:05:30	20	21	00:09:30	10	9	30	0.158	6.32	63.16	17.5E-06
03:15:00	20	21	00:09:30	10	9	30	0.158	6.32	63.16	17.5E-06
03:25:00	20	21	00:10:00	10	10	0	0.167	6.00	60.00	16.7E-06
03:35:00	20	21	00:10:00	10	10	0	0.167	6.00	60.00	16.7E-06
03:44:56	20	20	00:09:56	10	9	56	0.166	6.04	60.40	16.8E-06

Apéndice 6. Usos del suelo. Método de número de curva.

Cálculo de CN para todo el área de estudio

CN	DESCRIPCIÓN	Porcentaje	ÁREA (km ²)	Aj*CNj	
48	CAÑA DE AZUCAR	0.70%	0.10	4.613	
55	BOSQUE DE FRONDOSAS(CA)	1.65%	0.23	12.501	
56	CHARRAL(D)	0.28%	0.04	2.139	
59	PASTOS CON ARBOLES DISPERSOS (V)	12.61%	1.73	102.313	
61	PASTO	49.16%	6.76	412.503	
69	DEPORTE Y RECREACION	0.14%	0.02	1.320	
72	ZONA RESIDENCIAL DISPERSA	2.68%	0.37	26.548	
78	OTROS CULTIVOS (S)	29.33%	4.04	314.754	
79	CEMENTERIO	0.03%	0.00	0.281	
81	EXPLOTACIËN AGROPECUARIA CONFINADA (O)	0.43%	0.06	4.760	
85	TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0.45%	0.06	5.223	
85	TERRENOS NO CULTIVABLES(E)	0.11%	0.01	1.267	
86	ZONA RESIDENCIAL DENSA	0.28%	0.04	3.342	
88	USO INDUSTRIAL NAVES	0.12%	0.02	1.426	
89	CALLES,CAMINOS	1.97%	0.27	24.088	
92	USO COMERCIAL Y SERVICIOS DIVERSOS	0.07%	0.01	0.948	
			Σ	13.76	918.028
				$\Sigma A_j * CN_j$	918.03
				$CN(II) = \Sigma A_j * CN_j / A$	66.74
				CN(I)	45.73
				CN(III)	82.19

Apéndice 7. Tiempos de concentración.

SUBCUENCA	CIPRESES ARRIBA	ID	1.1
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
1.	Tipo de superficie	SUELOS CULTIVADOS CON MENOS DEL 20% EN RESIDUOS SUPERFICIALES	
2.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.06	
3.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00	
4.	Profundidad de lluvia de 24h para un período de retorno de 2 años, P ₂	59.54	
5.	Pendiente del tramo, s	0.37	
6.	$T_t = \frac{9,126 \times 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} S^{0.4}}$, cálculo del T _t	4.09	
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
7.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
8.	Largo del tramo, L	4844.01	
9.	Pendiente del tramo, s	0.16	
10.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	
11.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	41.30	
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
12.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO CON HIERBAS	
13.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.05	
14.	Largo del tramo, L	111.17	
15.	Pendiente del tramo, s	0.00	
16.	Espejo de agua de la sección, T	1.00	
17.	Ancho de la base de la sección, b	0.60	
18.	Altura del agua en la sección, y	0.30	
19.	Radio hidráulico de la sección, R	0.16	
20.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	0.33	
21.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	5.69	
22.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	51.08	

SUBCUENCA	CIPRESES ARRIBA DERECHA	ID	1.2
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
1.	Tipo de superficie	BERMUDAGRASS	
2.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.41	
3.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00	m
4.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P ₂	59.54	mm
5.	Pendiente del tramo, s	0.22	m/m
6.	$T_t = \frac{9,126 \cdot 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	23.72	min
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
7.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
8.	Largo del tramo, L	3070.58	m
9.	Pendiente del tramo, s	0.14	m/m
10.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	m/s
11.	$T_t = \frac{L}{3600av}$, cálculo del T _t	27.57	min
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
12.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO CON HIERBAS	
13.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.05	
14.	Largo del tramo, L	8.83	m
15.	Pendiente del tramo, s	0.14	m/m
16.	Espejo de agua de la sección, T	1.00	m
17.	Ancho de la base de la sección, b	0.60	m
18.	Altura del agua en la sección, y	0.30	m
19.	Radio hidráulico de la sección, R	0.16	m
20.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	2.20	m/s
21.	$T_t = \frac{L}{3600v}$, cálculo del T _t	0.07	min
22.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	51.36	min

SUBCUENCA CIPRESES URBANO		ID	1.3
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
1.	Tipo de superficie	SUELOS CULTIVADOS CON MENOS DEL 20% EN RESIDUOS SUPERFICIALES	
2.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.06	
3.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00	
4.	Profundidad de lluvia de 24h para un período de retorno de 2 años, P ₂	59.54	
5.	Pendiente del tramo, s	0.23	
6.	$T_t = \frac{9,126 \times 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	5.00	
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
7.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
8.	Largo del tramo, L	750.55	
9.	Pendiente del tramo, s	0.11	
10.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	
11.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	7.79	
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
12.	Descripción de la superficie del canal abierto	HORMIGÓN	
13.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.012	
14.	Largo del tramo, L	784.57	
15.	Pendiente del tramo, s	0.09	
16.	Espejo de agua de la sección, T	0.60	
17.	Ancho de la base de la sección, b	0.50	
18.	Altura del agua en la sección, y	0.30	
19.	Radio hidráulico de la sección, R	0.14	
20.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	6.81	
21.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	1.92	
22.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	14.71	

SUBCUENCA	CIPRESES RIO	ID	1.4
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
1.	Tipo de superficie	BERMUDAGRASS	
2.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.41	
3.	Largo del flujo, L (total $L \leq 91.44\text{m}$)	91.00	m
4.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P_2	59.54	mm
5.	Pendiente del tramo, s	0.09	m/m
6.	$T_t = \frac{9,126 \cdot 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T_t	33.36	min
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
7.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
8.	Largo del tramo, L	199.11	m
9.	Pendiente del tramo, s	0.13	m/m
10.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	m/s
11.	$T_t = \frac{L}{3600av}$, cálculo del T_t	1.87	min
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
12.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO Y LIMPIO	
13.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.04	
14.	Largo del tramo, L	702.02	m
15.	Pendiente del tramo, s	0.09	m/m
16.	Espejo de agua de la sección, T	1.50	m
17.	Ancho de la base de la sección, b	1.00	m
18.	Altura del agua en la sección, y	0.60	m
19.	Radio hidráulico de la sección, R	0.31	m
20.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	3.37	m/s
21.	$T_t = \frac{L}{3600v}$, cálculo del T_t	3.47	min
22.	Tiempo de concentración total (suma de T_t de pasos 6, 11 y 21)	38.70	min

SUBCUENCA	CHAYOTILLO RIO	ID	2.1
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
23.	Tipo de superficie	PASTOS DENSOS	
24.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.24	
25.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00	
26.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P ₂	59.54	
27.	Pendiente del tramo, s	0.21	
28.	$T_t = \frac{9,126 \times 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	15.55	
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
29.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
30.	Largo del tramo, L	2043.12	
31.	Pendiente del tramo, s	0.17	
32.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	
33.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	16.69	
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
34.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO CON MATORRALES Y ÁRBOLES	
35.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.10	
36.	Largo del tramo, L	2805.65	
37.	Pendiente del tramo, s	0.14	
38.	Espejo de agua de la sección, T	4.00	
39.	Ancho de la base de la sección, b	3.50	
40.	Altura del agua en la sección, y	1.50	
41.	Radio hidráulico de la sección, R	0.88	
42.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	3.47	
43.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	13.46	
44.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	45.69	

SUBCUENCA	CHAYOTILLO RIO ARRIBA	ID	2.2
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
45.	Tipo de superficie	PASTOS DENSOS	
46.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.24	
47.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00	
48.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P ₂	59.54	
49.	Pendiente del tramo, s	0.04	
50.	$T_t = \frac{9,126 \times 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	31.45	
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
51.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
52.	Largo del tramo, L	2043.12	
53.	Pendiente del tramo, s	0.04	
54.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	
55.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	2.15	
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
56.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO CON MATORRALES Y ÁRBOLES	
57.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.10	
58.	Largo del tramo, L	1488.30	
59.	Pendiente del tramo, s	0.13	
60.	Espejo de agua de la sección, T	4.00	
61.	Ancho de la base de la sección, b	3.50	
62.	Altura del agua en la sección, y	1.50	
63.	Radio hidráulico de la sección, R	0.88	
64.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	3.30	
65.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	7.52	
66.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	41.11	

SUBCUENCA	CHAYOTILLO RIO ABAJO	ID	2.3
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
67.	Tipo de superficie	SUELOS CULTIVADOS CON MENOS DEL 20% EN RESIDUOS SUPERFICIALES	
68.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.06	
69.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00 m	
70.	Profundidad de lluvia de 24h para un período de retorno de 2 años, P ₂	59.54 mm	
71.	Pendiente del tramo, s	0.02 m/m	
72.	$T_t = \frac{9,126 \times 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	12.39 min	
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
73.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	PAVIMENTO	
74.	Largo del tramo, L	9 m	
75.	Pendiente del tramo, s	0.11 m/m	
76.	Coefficiente de velocidad, a	6.20 m/s	
77.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	0.07 min	
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
78.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO CON MATORRALES Y ÁRBOLES	
79.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.10	
80.	Largo del tramo, L	757.00 m	
81.	Pendiente del tramo, s	0.15 m/m	
82.	Espejo de agua de la sección, T	4.50 m	
83.	Ancho de la base de la sección, b	4.00 m	
84.	Altura del agua en la sección, y	2.50 m	
85.	Radio hidráulico de la sección, R	1.26 m	
86.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	4.60 m/s	
87.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	2.74 min	
88.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	15.21 min	

SUBCUENCA	ORATORIO ARRIBA	ID	3.1
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
89.	Tipo de superficie	BERMUDAGRASS	
90.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.41	
91.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00	m
92.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P ₂	59.54	mm
93.	Pendiente del tramo, s	0.19	m/m
94.	$T_t = \frac{9,126 * 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	24.85	min
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
95.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
96.	Largo del tramo, L	506.06	m
97.	Pendiente del tramo, s	0.14	m/m
98.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	m/s
99.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	4.63	min
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
100.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL LIMPIO Y RECTO	
101.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.03	
102.	Largo del tramo, L	195.00	m
103.	Pendiente del tramo, s	0.17	m/m
104.	Espejo de agua de la sección, T	1.00	m
105.	Ancho de la base de la sección, b	0.50	m
106.	Altura del agua en la sección, y	0.30	m
107.	Radio hidráulico de la sección, R	0.15	m
108.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	3.94	m/s
109.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	0.82	min
110.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	30.31	min

SUBCUENCA	ORATORIO EMBALSE	ID	3.2
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
111.	Tipo de superficie	BERMUDAGRASS	
112.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.41	
113.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00	m
114.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P ₂	59.54	mm
115.	Pendiente del tramo, s	0.03	m/m
116.	$T_t = \frac{9,126 \times 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	54.24	min
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
117.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
118.	Largo del tramo, L	336.60	m
119.	Pendiente del tramo, s	0.16	m/m
120.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	m/s
121.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	2.85	min
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
122.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL LIMPIO Y CURVILINEO CON HIERBAS Y CHARCOS	
123.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.05	
124.	Largo del tramo, L	655.22	m
125.	Pendiente del tramo, s	0.15	m/m
126.	Espejo de agua de la sección, T	1.00	m
127.	Ancho de la base de la sección, b	0.50	m
128.	Altura del agua en la sección, y	0.30	m
129.	Radio hidráulico de la sección, R	0.15	m
130.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	2.21	m/s
131.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	4.93	min
132.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	62.03	min

SUBCUENCA	ORATORIO IGLESIA	ID	3.3
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
133.	Tipo de superficie	BERMUDAGRASS	
134.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.41	
135.	Largo del flujo, L (total $L \leq 91.44\text{m}$)	91.00	m
136.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P_2	59.54	mm
137.	Pendiente del tramo, s	0.35	m/m
138.	$T_t = \frac{9,126 \cdot 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T_t	19.64	min
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
139.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
140.	Largo del tramo, L	607.75	m
141.	Pendiente del tramo, s	0.11	m/m
142.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	m/s
143.	$T_t = \frac{L}{3600av}$, cálculo del T_t	6.24	min
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
144.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO Y LIMPIO	
145.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.05	
146.	Largo del tramo, L	183.94	m
147.	Pendiente del tramo, s	0.19	m/m
148.	Espejo de agua de la sección, T	1.00	m
149.	Ancho de la base de la sección, b	0.50	m
150.	Altura del agua en la sección, y	0.30	m
151.	Radio hidráulico de la sección, R	0.15	m
152.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	2.51	m/s
153.	$T_t = \frac{L}{3600v}$, cálculo del T_t	1.22	min
154.	Tiempo de concentración total (suma de T_t de pasos 6, 11 y 21)	27.10	min

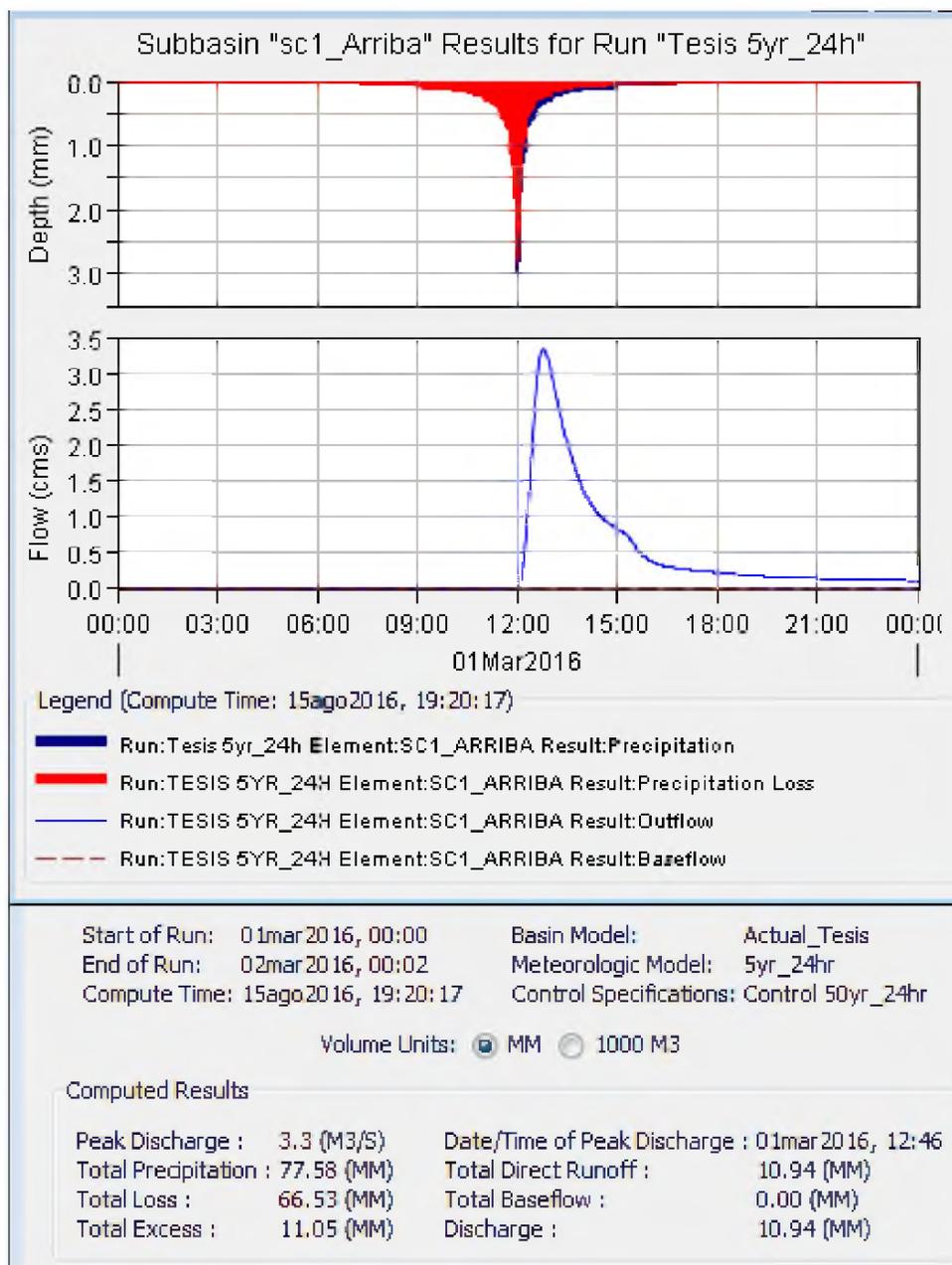
SUBCUENCA PLATANILLAL		ID	4.1
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
155.	Tipo de superficie	SUPERFICIE LISA	
156.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.011	
157.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00 m	
158.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P ₂	59.54 mm	
159.	Pendiente del tramo, s	0.21 m/m	
160.	$T_t = \frac{9,126 \times 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	1.32 min	
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
161.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
162.	Largo del tramo, L	1548.34 m	
163.	Pendiente del tramo, s	0.17 m/m	
164.	Coefficiente de velocidad, a	4.92 m/s	
165.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	12.69 min	
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
166.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO CON MATORRALES Y ARBOLES	
167.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.12	
168.	Largo del tramo, L	2030.99 m	
169.	Pendiente del tramo, s	0.12 m/m	
170.	Espejo de agua de la sección, T	2.00 m	
171.	Ancho de la base de la sección, b	1.00 m	
172.	Altura del agua en la sección, y	1.00 m	
173.	Radio hidráulico de la sección, R	0.46 m	
174.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	2.10 m/s	
175.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	16.10 min	
176.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	30.11 min	

SUBCUENCA	PRESIDIO	ID	5.1
A) FLUJO SUPERFICIAL EN LAMINA (HORTONIANA)			
177.	Tipo de superficie	BERMUDAGRASS	
178.	Coefficiente de rugosidad de Manning para flujo laminar, n	0.41	
179.	Largo del flujo, L (total L ≤ 91.44m)	91.00	m
180.	Profundidad de lluvia de 24h para un periodo de retorno de 2 años, P ₂	59.54	mm
181.	Pendiente del tramo, s	0.01	m/m
182.	$T_t = \frac{9,126 \times 10^{-2} (nL)^{0.8}}{P_2^{0.5} s^{0.4}}$, cálculo del T _t	83.24	min
B) FLUJO SUPERFICIAL CENTRADO POCO PROFUNDO			
183.	Descripción de la superficie (pavimentado o sin pavimentar)	SIN PAVIMENTO	
184.	Largo del tramo, L	882.93	m
185.	Pendiente del tramo, s	0.10	m/m
186.	Coefficiente de velocidad, a	4.92	m/s
187.	$T_t = \frac{L}{3600 a \sqrt{s}}$, cálculo del T _t	9.62	min
C) FLUJO SUPERFICIAL CONCENTRADO EN CANALES ABIERTOS			
188.	Descripción de la superficie del canal abierto	CANAL NATURAL CURVILINEO CON MATORRALES Y ARBOLES	
189.	Coefficiente de rugosidad de Manning para canal abierto, n	0.12	
190.	Largo del tramo, L	4242.72	m
191.	Pendiente del tramo, s	0.10	m/m
192.	Espejo de agua de la sección, T	8.00	m
193.	Ancho de la base de la sección, b	4.00	m
194.	Altura del agua en la sección, y	2.00	m
195.	Radio hidráulico de la sección, R	1.24	m
196.	$v = \frac{R^{2/3}}{n} \sqrt{s}$, cálculo de v	6.80	m/s
197.	$T_t = \frac{L}{3600 v}$, cálculo del T _t	10.39	min
198.	Tiempo de concentración total (suma de T _t de pasos 6, 11 y 21)	103.26	min

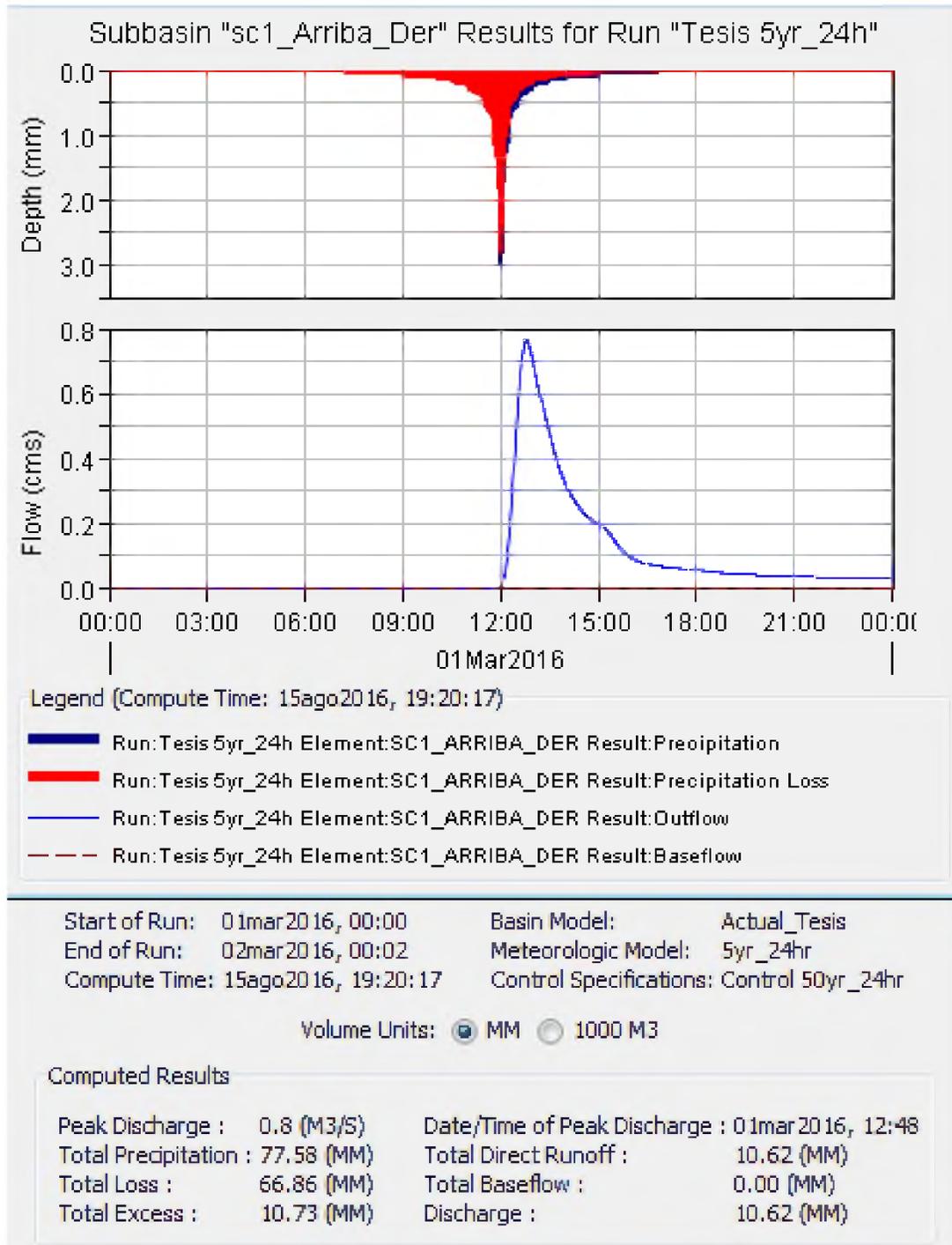
Apéndice 8. Cálculos hidrológicos.

Para periodo de retorno de 5 años.

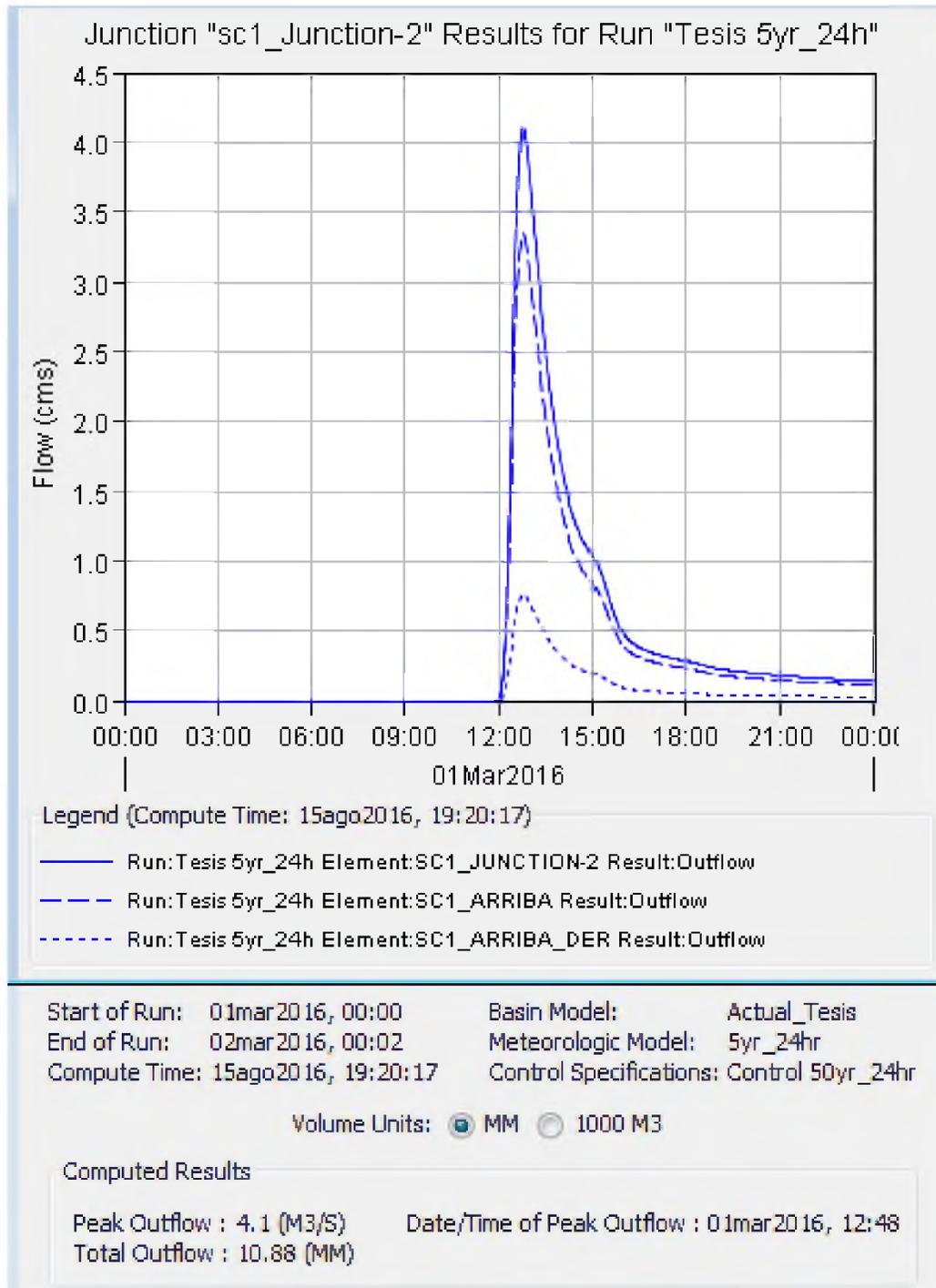
8.1.1. Cipreses Arriba



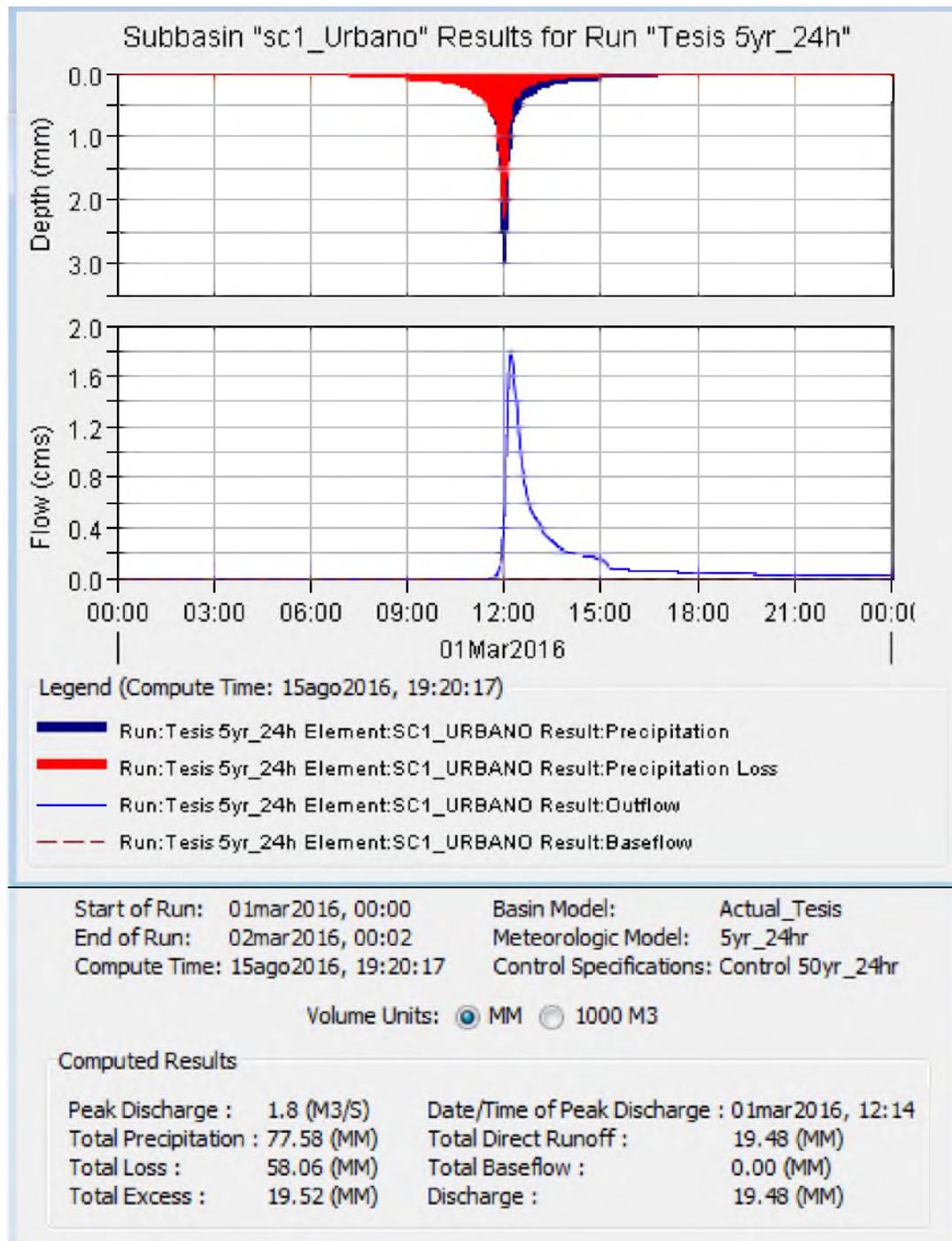
8.1.2. Cipreses Arriba Derecha



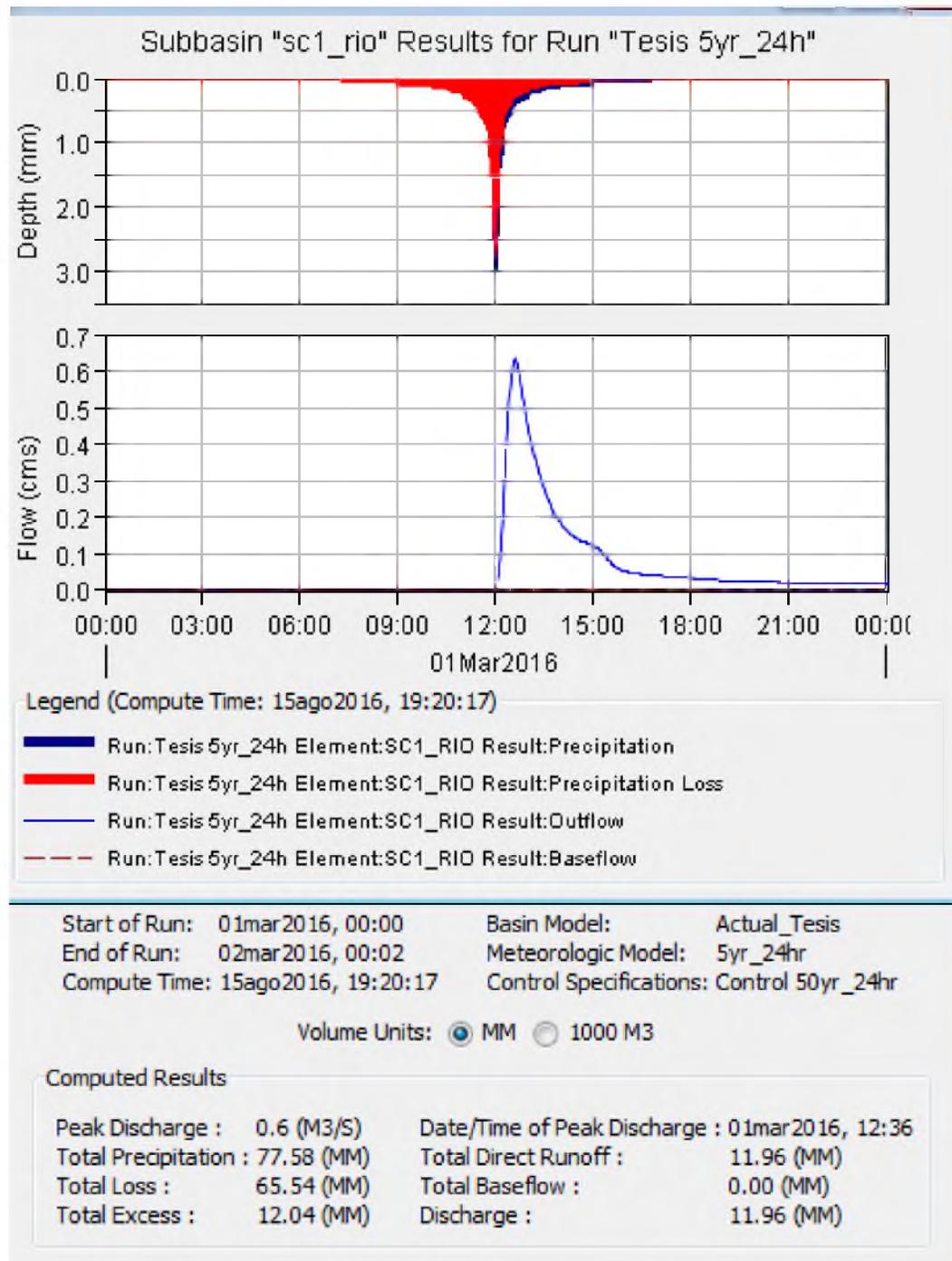
8.1.U1. Unión Cipreses: Arriba y Arriba Derecha



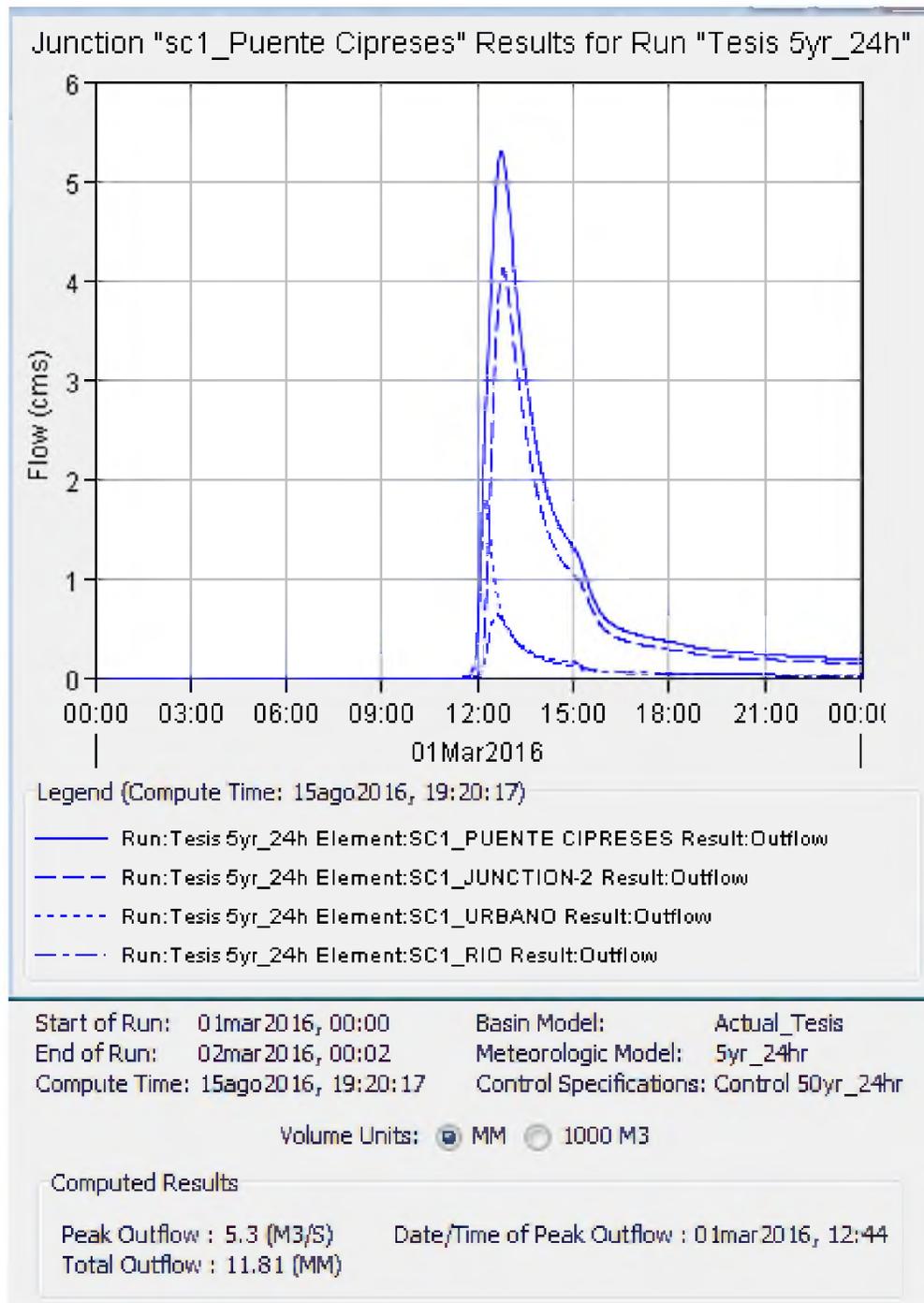
8.1.3. Cipreses Urbano



8.1.4. Cipreses Río



8.1.U2. Unión Puente Cipreses



Para periodo de retorno de 50 años.

8.2.1 Resumen de subcuencas

Global Summary Results for Run "Tesis 50yr_24h"

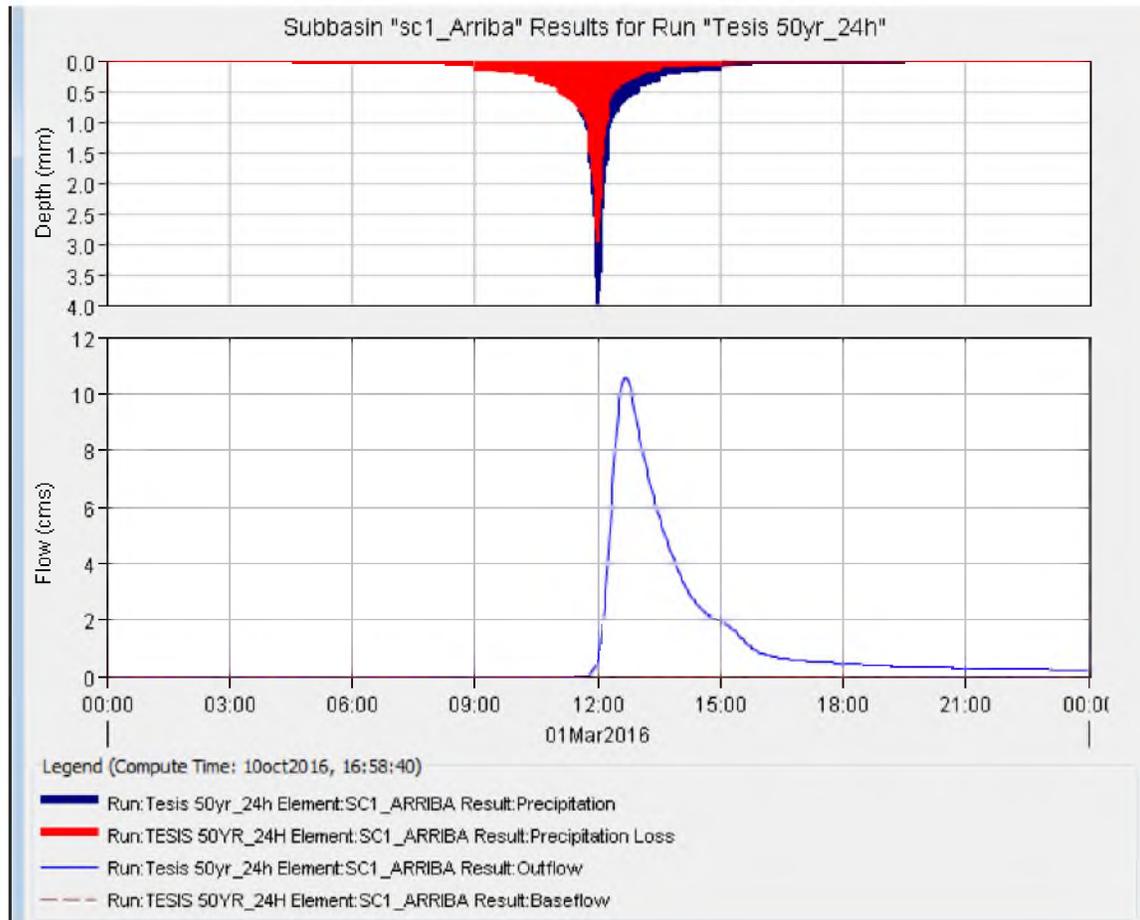
Project: Oreamuno Simulation Run: Tesis 50yr_24h

Start of Run: 01mar2016, 00:00 Basin Model: Actual_Tesis
 End of Run: 02mar2016, 00:02 Meteorologic Model: 50yr_24yr
 Compute Time: 10oct2016, 16:58:40 Control Specifications: Control 50yr_24hr

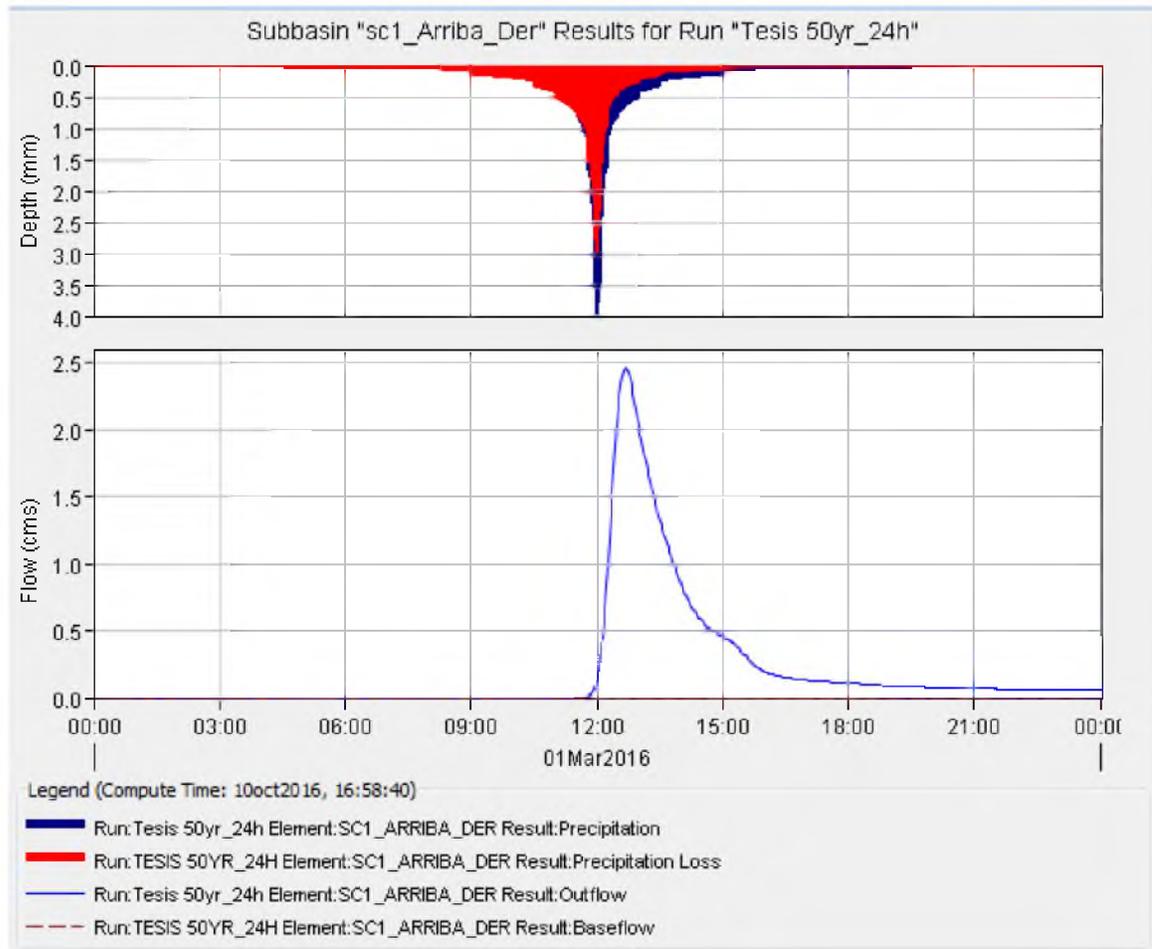
Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
sc2_Chayo_rio	3.7200	24.8	01mar2016, 12:34	40.32
sc2_chayo_arr	0.1540	0.7	01mar2016, 12:34	29.43
sc2_Junction-1	3.8740	25.6	01mar2016, 12:34	39.89
sc2_chayo_abaj	0.1870	2.5	01mar2016, 12:12	50.66
sc2_Puente Chayotillo	4.0610	26.7	01mar2016, 12:34	40.39
sc5_Presidio	3.8830	17.2	01mar2016, 13:18	41.54
sc5_Puente Presidio	3.8830	17.2	01mar2016, 13:18	41.54
sc1_Arriba	2.3750	10.6	01mar2016, 12:42	30.31
sc1_Arriba_Der	0.5650	2.5	01mar2016, 12:42	29.73
sc1_Junction-2	2.9400	13.1	01mar2016, 12:42	30.20
sc1_Urbano	0.3510	4.1	01mar2016, 12:12	44.49
sc1_rio	0.3480	1.9	01mar2016, 12:32	32.10
sc1_Puente Cipreses	3.6390	16.4	01mar2016, 12:38	31.76
sc1_Alcant	3.6390	16.4	01mar2016, 12:36	31.67
sc4_Platanillal	1.8810	13.3	01mar2016, 12:24	35.87
sc4_Puente Platanillal	1.8810	13.3	01mar2016, 12:24	35.87
sc3_Ora_Embalse	0.1977	1.0	01mar2016, 12:48	36.71
sc3_Orat_Arr	0.0900	0.5	01mar2016, 12:26	30.01
sc3_Junction-2	0.2877	1.4	01mar2016, 12:42	34.61
sc3_Ora_Igle	0.2110	1.9	01mar2016, 12:22	41.75
sc3_Alcant	0.2110	1.9	01mar2016, 12:20	41.68
sc3_Puente Oratorio	0.4987	3.0	01mar2016, 12:26	37.60

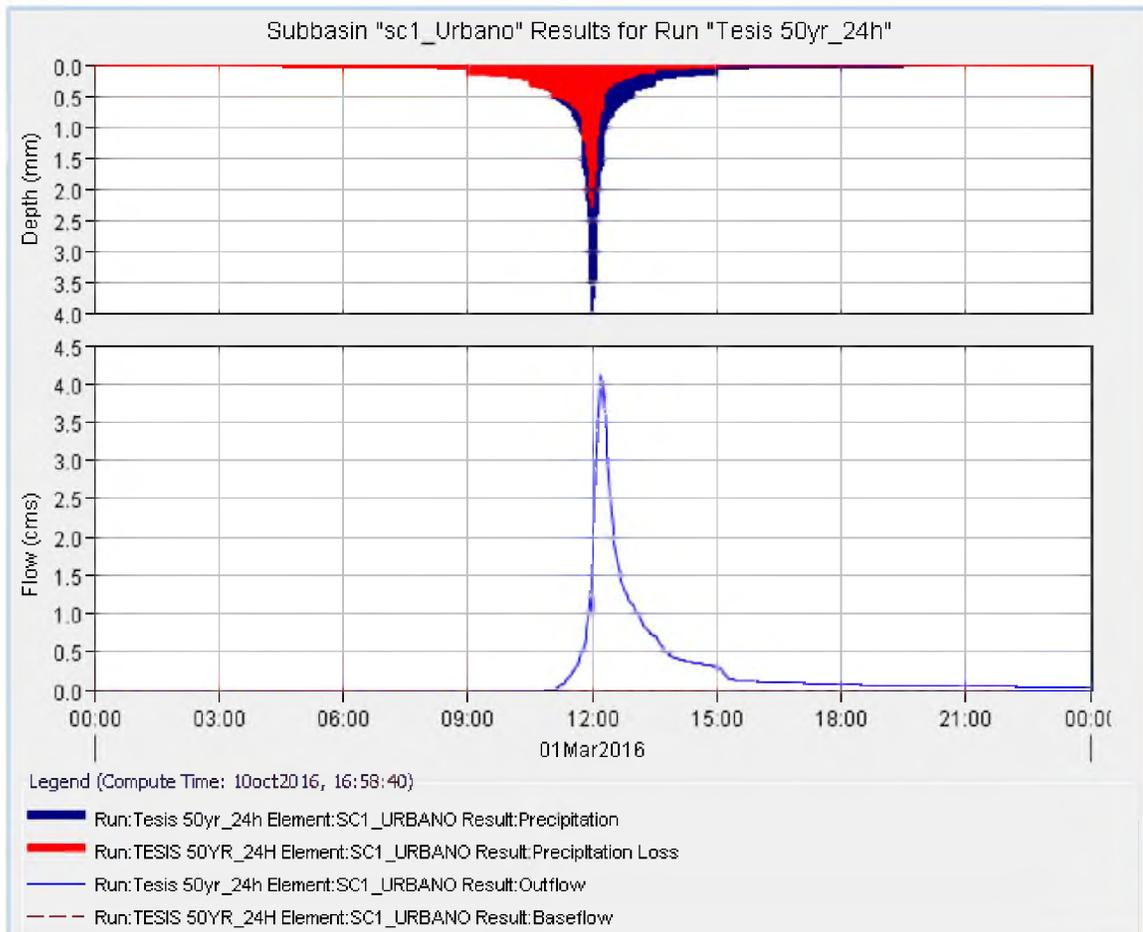
8.2.2 Cipreses. Arriba



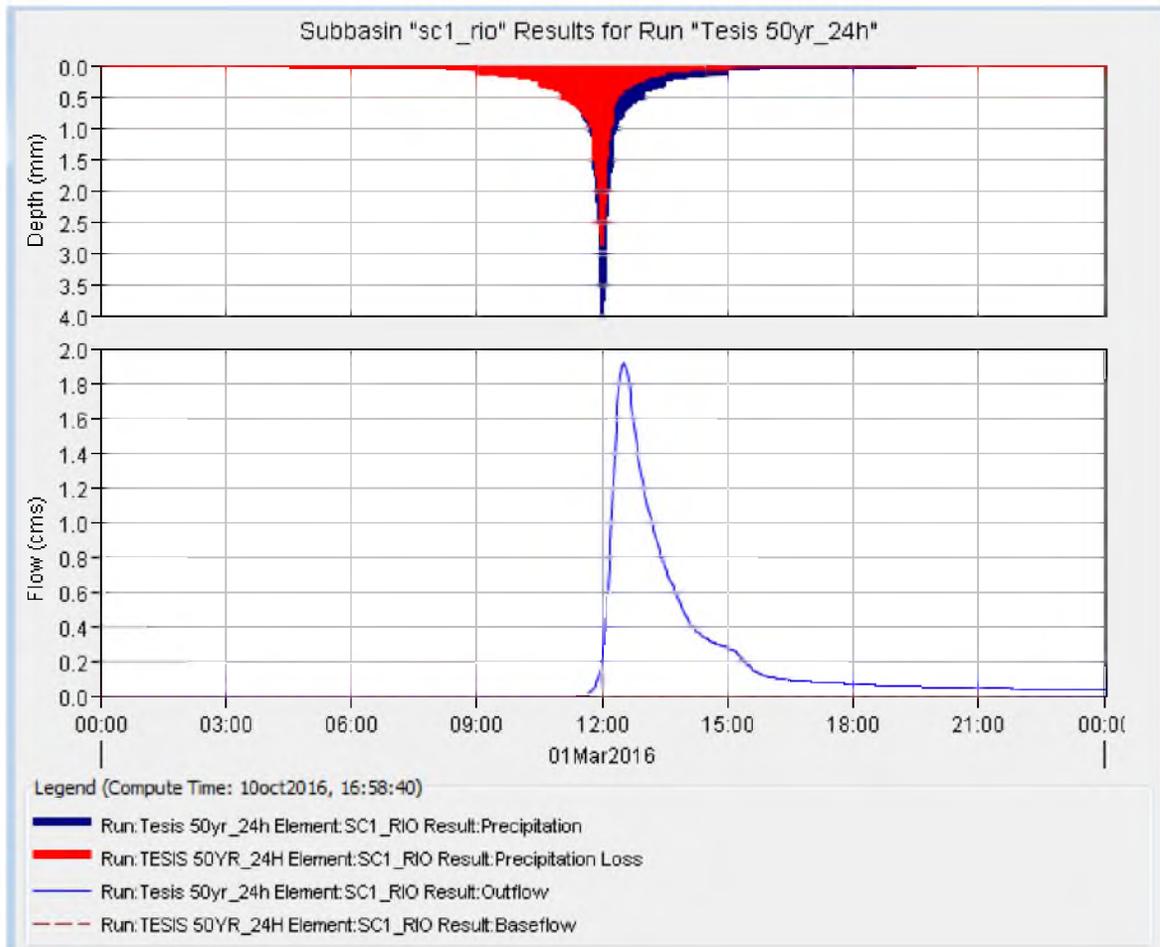
8.2.3 Cipreses. Arriba derecha



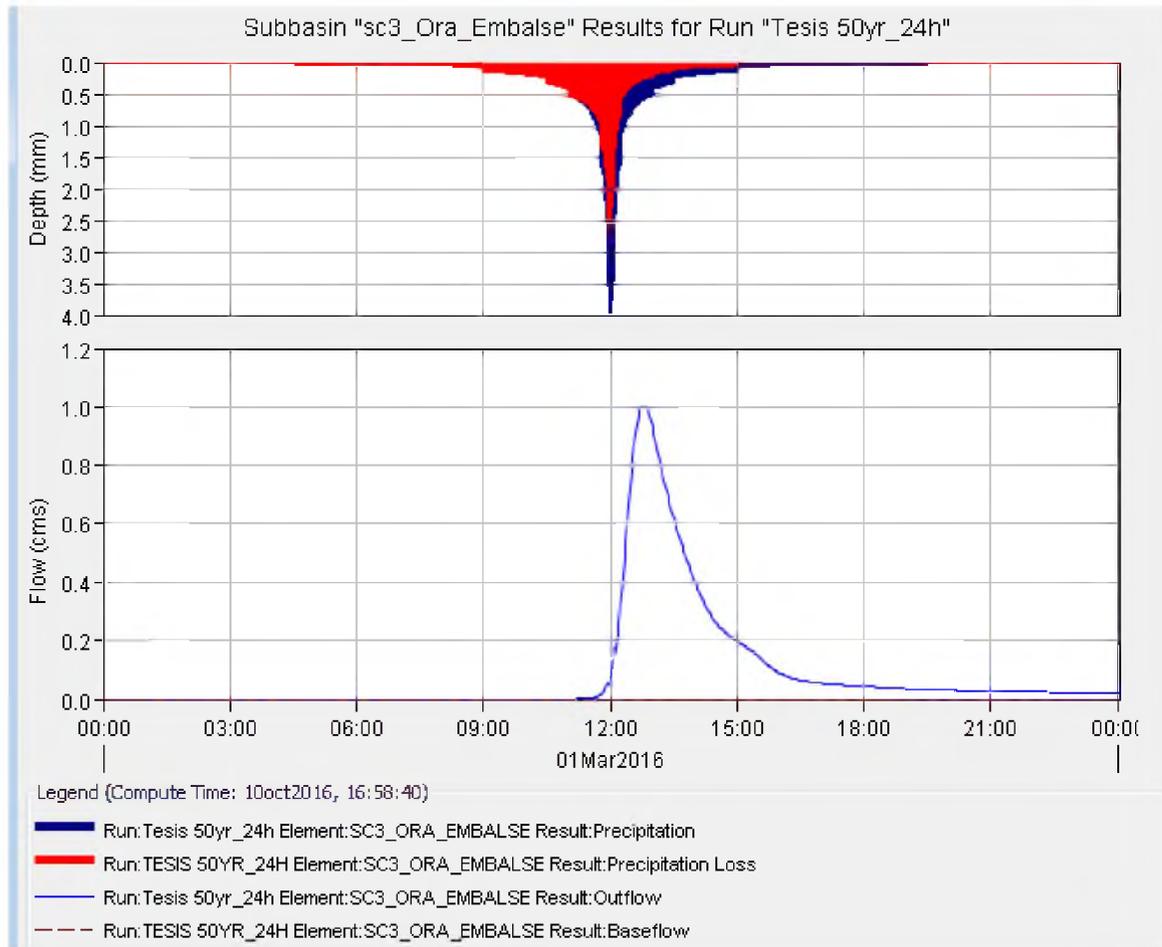
8.2.4 Cipreses. Urbano



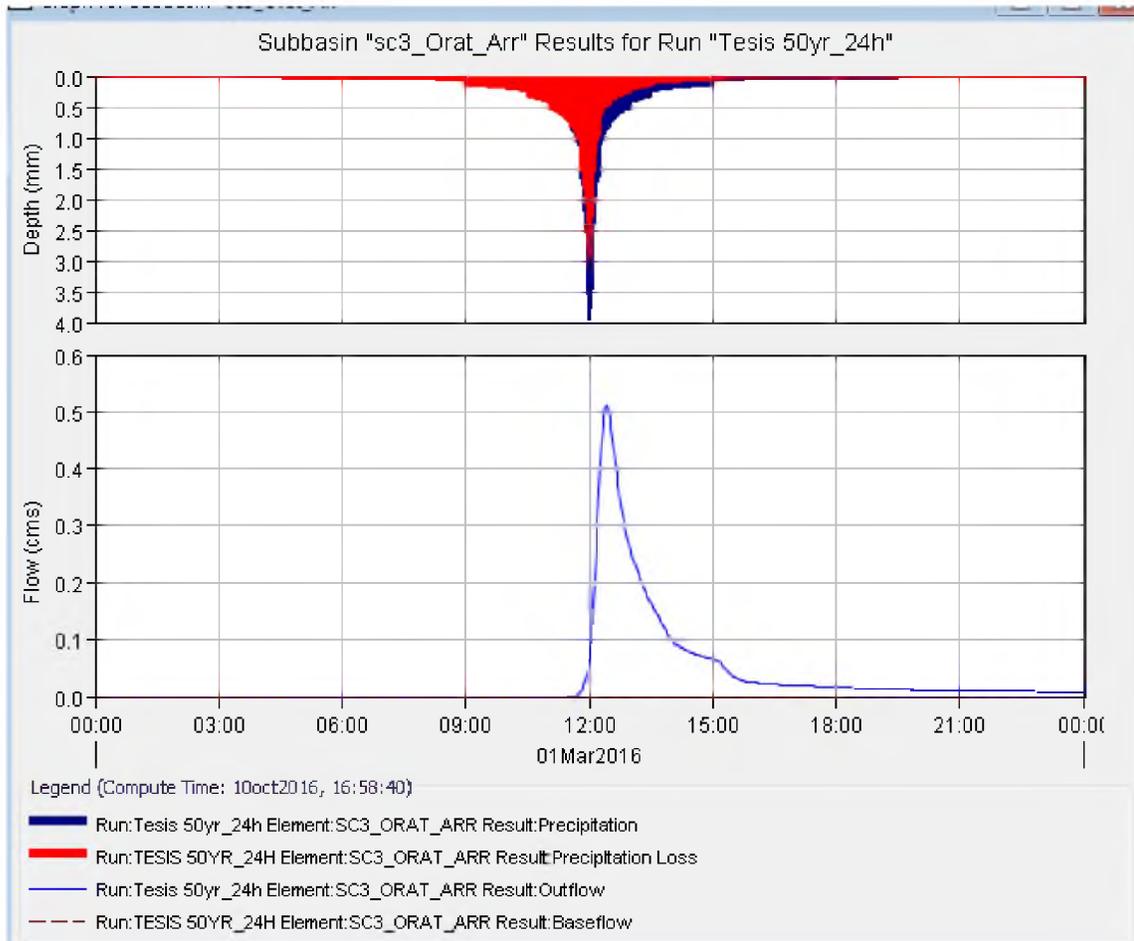
8.2.5 Cipreses. Río



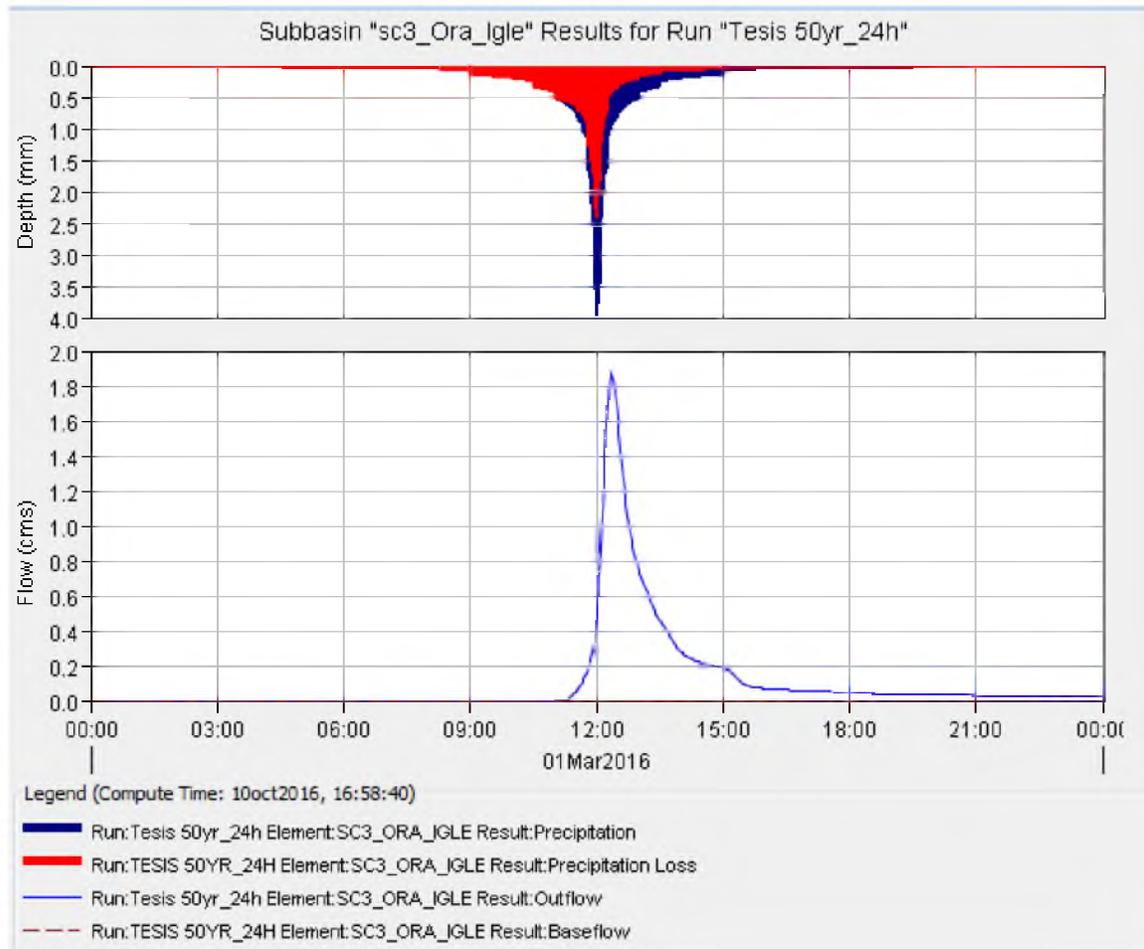
8.2.6 Oratorio. Embalse



8.2.7 Oratorio. Arriba



8.2.8 Oratorio. Iglesia



Apéndice 9. Cálculos hidráulicos.

9.1.Solución 1. Aumento de tubería para periodo de retorno de 50 años.

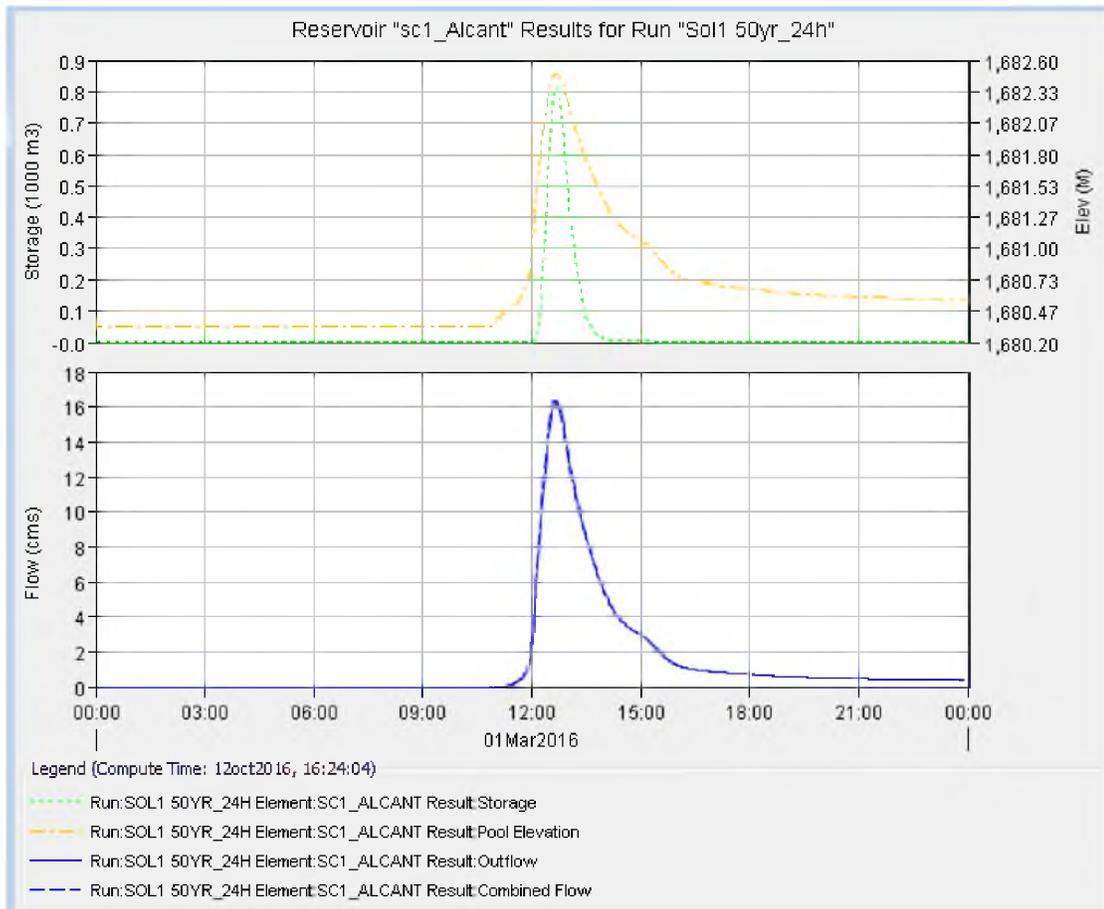
Project: Oreamuno Simulation Run: Sol1 50yr_24h

Start of Run: 01mar2016, 00:00 Basin Model: Tesis_Alc_Aum
 End of Run: 02mar2016, 00:02 Meteorologic Model: 50yr_24yr
 Compute Time: 12oct2016, 16:24:04 Control Specifications: Control 50yr_24hr

Show Elements: Volume Units: MM 1000 M3 Sorting:

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
sc2_Chayo_rio	3.720	24.8	01mar2016, 12:34	40.32
sc2_chayo_arr	0.154	0.7	01mar2016, 12:34	29.43
sc2_Junction-1	3.874	25.6	01mar2016, 12:34	39.89
sc2_chayo_abaj	0.187	2.5	01mar2016, 12:12	50.66
sc2_Puente Chayotillo	4.061	26.7	01mar2016, 12:34	40.39
sc1_Arriba	2.375	10.6	01mar2016, 12:42	30.31
sc1_Arriba_Der	0.565	2.5	01mar2016, 12:42	29.73
sc1_Junction-2	2.940	13.1	01mar2016, 12:42	30.20
sc1_Urbano	0.351	4.1	01mar2016, 12:12	44.49
sc1_rio	0.348	1.9	01mar2016, 12:32	32.10
sc1_Puente Cipreses	3.639	16.4	01mar2016, 12:38	31.76
sc1_Alcant	3.639	16.3	01mar2016, 12:40	31.71
sc3_Ora_Embalse	0.177	0.9	01mar2016, 12:48	36.71
sc3_Orat_Arr	0.090	0.5	01mar2016, 12:26	30.01
sc3_Junction-2	0.267	1.3	01mar2016, 12:40	34.45
sc3_Alcant_Desvio	0.267	1.3	01mar2016, 12:42	34.23
sc3_Ora_Igle	0.211	1.9	01mar2016, 12:22	41.75
sc3_Alcant	0.211	1.9	01mar2016, 12:22	41.71
sc3_Puente Oratorio	0.478	2.9	01mar2016, 12:26	37.54

CIPRESES



Project: Oreamuno
Simulation Run: Sol1 50yr_24h Reservoir: sc1_Alcant

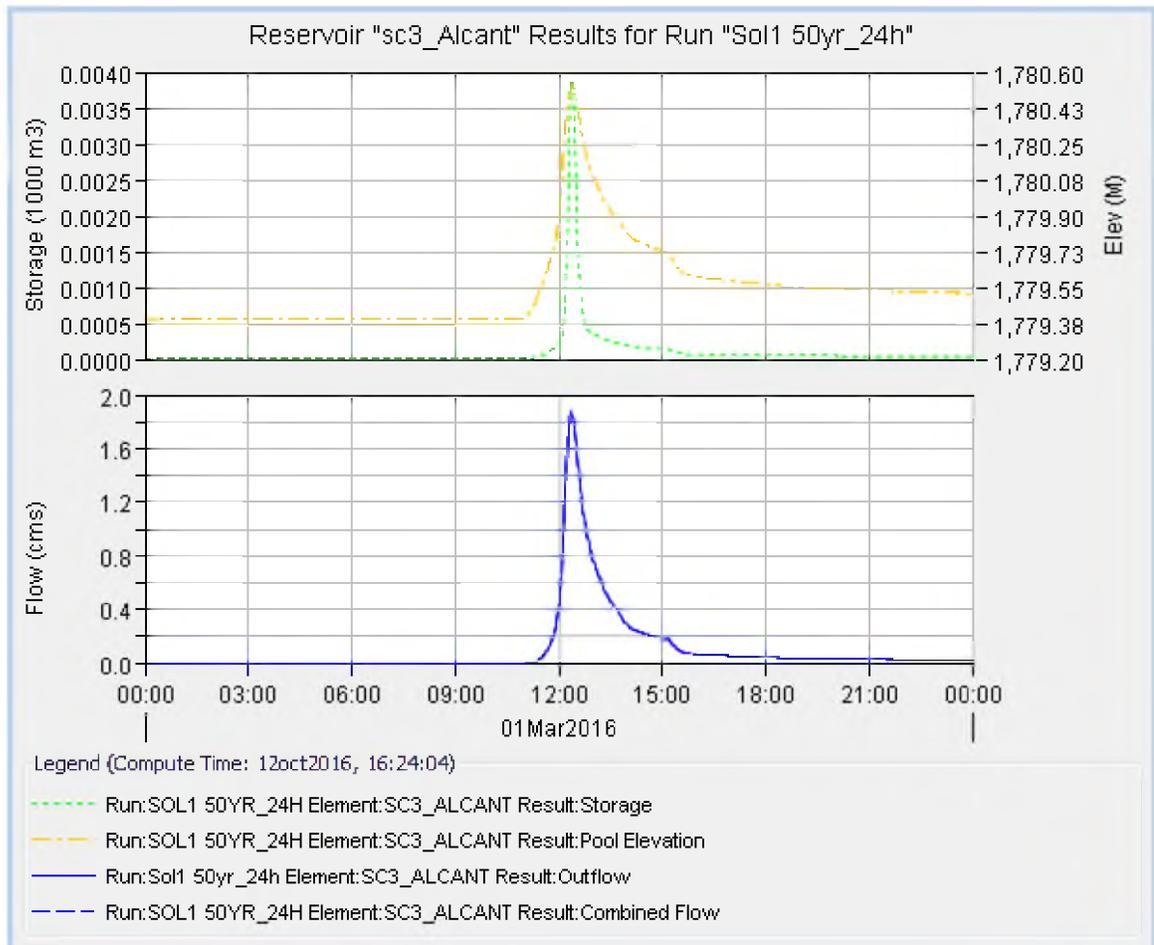
Start of Run: 01mar2016, 00:00	Basin Model: Tesis_Alc_Aum
End of Run: 02mar2016, 00:02	Meteorologic Model: 50yr_24yr
Compute Time: 12oct2016, 16:24:04	Control Specifications: Control 50yr_24hr

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow : 16.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar2016, 12:38
Peak Outflow : 16.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar2016, 12:40
Total Inflow : 31.76 (MM)	Peak Storage : 0.8 (1000 M3)
Total Outflow : 31.71 (MM)	Peak Elevation : 1682.5 (M)

ORATORIO. IGLESIA



Project: Oreamuno
Simulation Run: Sol1 50yr_24h Reservoir: sc3_Alcant

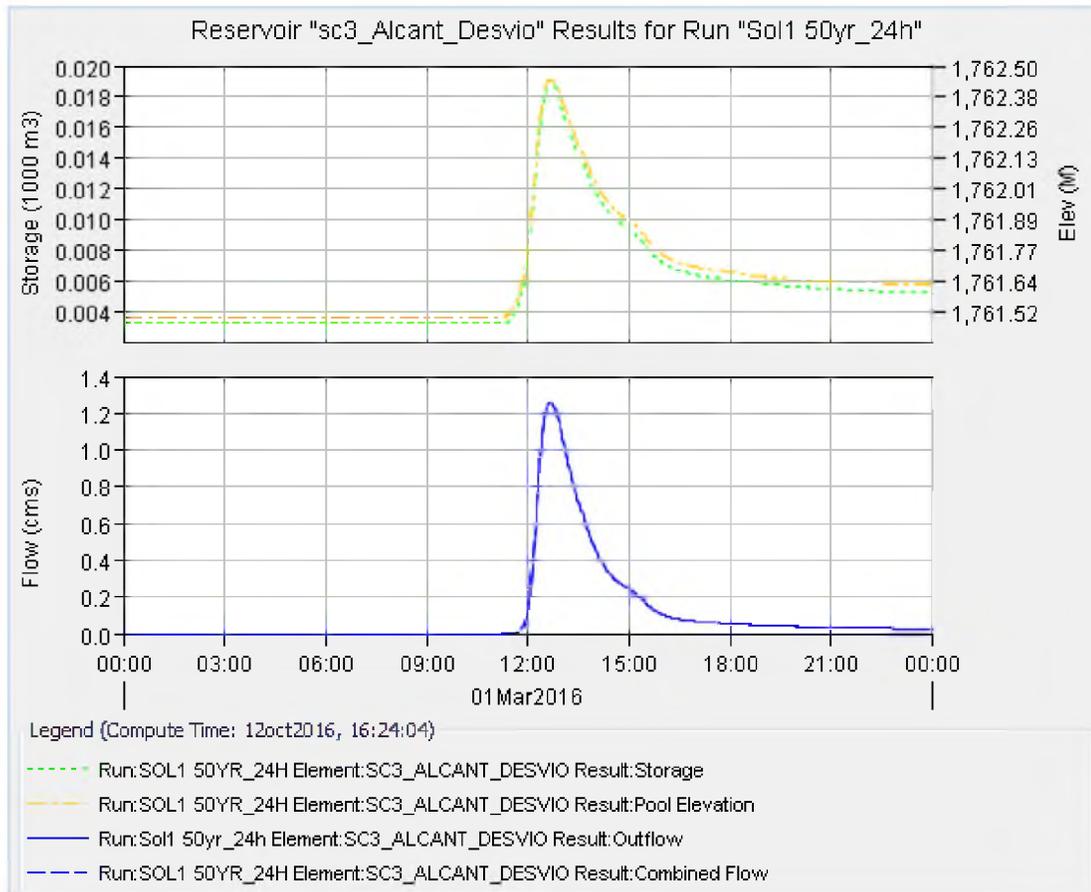
Start of Run: 01mar2016, 00:00	Basin Model: Tesis_Alc_Aum
End of Run: 02mar2016, 00:02	Meteorologic Model: 50yr_24yr
Compute Time: 12oct2016, 16:24:04	Control Specifications: Control 50yr_24hr

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow : 1.9 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar2016, 12:22
Peak Outflow : 1.9 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar2016, 12:22
Total Inflow : 41.75 (MM)	Peak Storage : 0.0 (1000 M3)
Total Outflow : 41.71 (MM)	Peak Elevation : 1780.5 (M)

ORATORIO CANAL



Project: Oreamuno
Simulation Run: Sol1 50yr_24h Reservoir: sc3_Alcant_Desvio

Start of Run: 01mar2016, 00:00	Basin Model: Tesis_Alc_Aum
End of Run: 02mar2016, 00:02	Meteorologic Model: 50yr_24yr
Compute Time: 12oct2016, 16:24:04	Control Specifications: Control 50yr_24hr

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Inflow : 1.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar2016, 12:40
Peak Outflow : 1.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar2016, 12:42
Total Inflow : 34.45 (MM)	Peak Storage : 0.0 (1000 M3)
Total Outflow : 34.23 (MM)	Peak Elevation : 1762.4 (M)

9.2.Solución 2. Aumento de volumen de embalse para periodo de retorno de 50 años.

CIPRESES

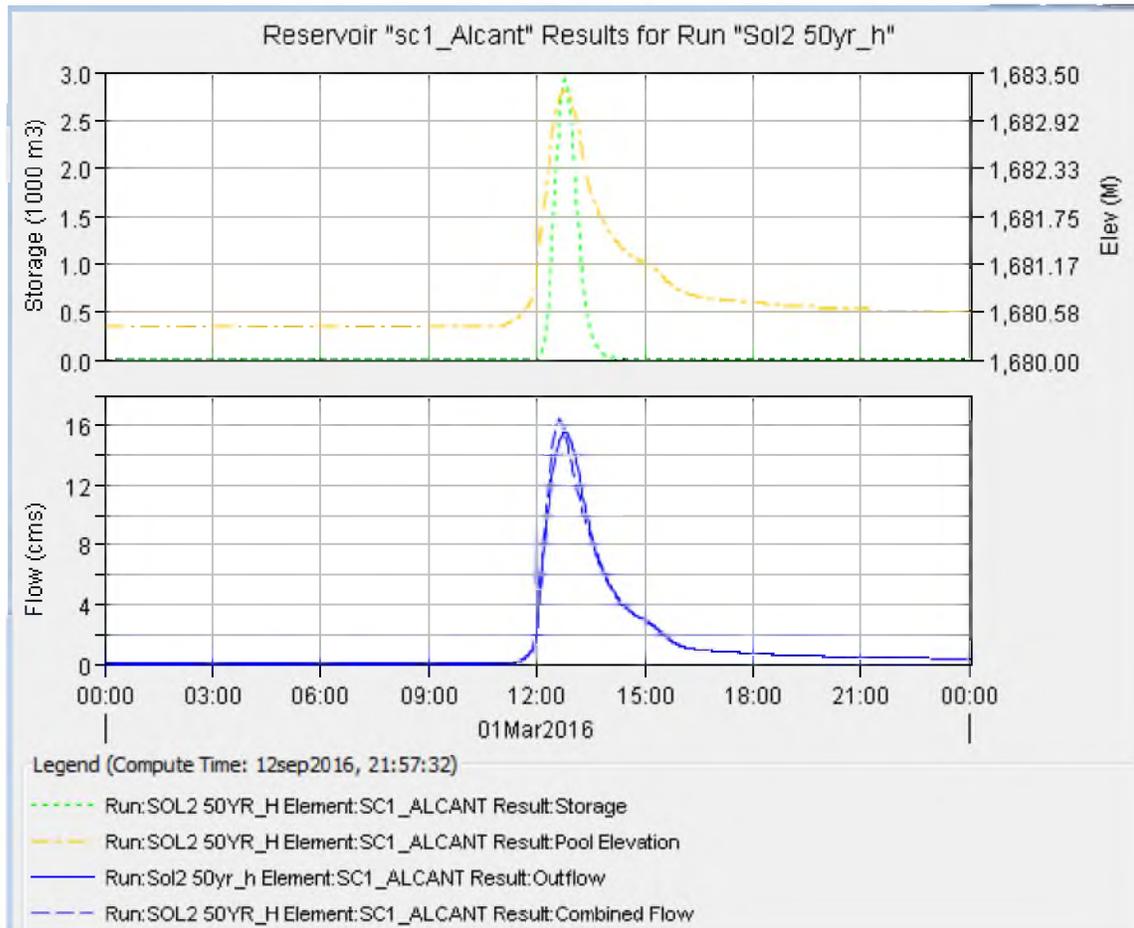
Project: Oreamuno Simulation Run: Sol2 50yr_h

Start of Run: 01mar2016, 00:00 Basin Model: Tesis_Emb_Aum
 End of Run: 02mar2016, 00:02 Meteorologic Model: 50yr_24yr
 Compute Time: 12sep2016, 21:57:32 Control Specifications: Control 50yr_24hr

Show Elements: Volume Units: MM 1000 M3 Sorting:

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
sc2_Chayo_rio	3.720	18.8	01mar2016, 12:58	40.16
sc2_chayo_arr	0.154	0.6	01mar2016, 12:56	29.31
sc2_Junction-1	3.874	19.4	01mar2016, 12:58	39.73
sc2_chayo_abaj	0.187	2.1	01mar2016, 12:20	50.60
sc2_Puente Chayotillo	4.061	20.2	01mar2016, 12:56	40.23
sc1_Arriba	2.375	10.6	01mar2016, 12:42	30.31
sc1_Arriba_Der	0.565	2.5	01mar2016, 12:42	29.73
sc1_Junction-2	2.940	13.1	01mar2016, 12:42	30.20
sc1_Urbano	0.351	4.1	01mar2016, 12:12	44.49
sc1_rio	0.348	1.9	01mar2016, 12:32	32.10
sc1_Puente Cipreses	3.639	16.4	01mar2016, 12:38	31.76
sc1_Alcant	3.639	15.5	01mar2016, 12:48	31.72
sc3_Ora_Embalse	0.177	0.9	01mar2016, 12:48	36.71
sc3_Orat_Arr	0.090	0.5	01mar2016, 12:26	30.01
sc3_Junction-2	0.267	1.3	01mar2016, 12:40	34.45
sc3_Ora_Igle	0.211	1.5	01mar2016, 12:34	41.66

CIPRESES



Project: Oreamuno
 Simulation Run: Sol2 50yr_h Reservoir: sc1_Alcant

Start of Run: 01mar 2016, 00:00	Basin Model: Tesis_Emb_Aum
End of Run: 02mar 2016, 00:02	Meteorologic Model: 50yr_24yr
Compute Time: 12sep2016, 21:57:32	Control Specifications: Control 50yr_24hr

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow : 16.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar 2016, 12:38
Peak Outflow : 15.5 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar 2016, 12:48
Total Inflow : 31.76 (MM)	Peak Storage : 2.9 (1000 M3)
Total Outflow : 31.72 (MM)	Peak Elevation : 1683.3 (M)

9.3.Solución 3. Embalse artificial aguas arriba para la reducción de los caudales picos para periodo de retorno de 50 años.

Project: Oreamuno Simulation Run: Sol3 50yr_24hr

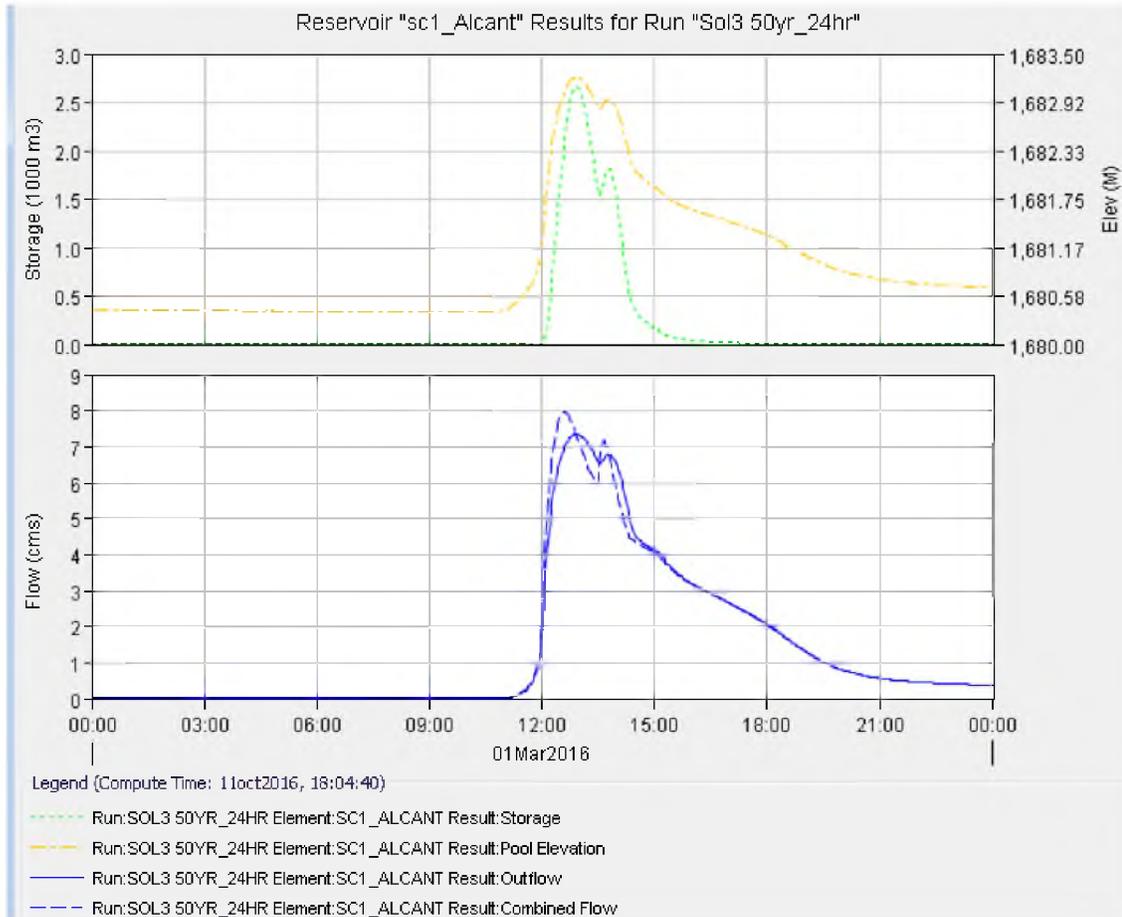
Start of Run: 01mar2016, 00:00 Basin Model: Tesis_Emb_Extra
 End of Run: 02mar2016, 00:02 Meteorologic Model: 50yr_24yr
 Compute Time: 11oct2016, 18:04:40 Control Specifications: Control 50yr_24hr

Show Elements: Volume Units: MM 1000 M3 Sorting:

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
sc2_Chayo_rio	3.720	24.8	01mar2016, 12:34	40.32
sc2_chayo_arr	0.154	0.7	01mar2016, 12:34	29.43
sc2_Junction-1	3.874	25.6	01mar2016, 12:34	39.89
sc2_chayo_abaj	0.187	2.5	01mar2016, 12:12	50.66
sc2_Puente Chayotillo	4.061	26.7	01mar2016, 12:34	40.39
sc1_Arriba	2.375	10.6	01mar2016, 12:42	30.31
sc1_Embalse_Extra	2.375	4.8	01mar2016, 13:42	29.87
sc1_Arriba_Der	0.565	2.5	01mar2016, 12:42	29.73
sc1_Junction-2	2.940	5.9	01mar2016, 13:40	29.84
sc1_Urbano	0.351	4.1	01mar2016, 12:12	44.49
sc1_rio	0.348	1.9	01mar2016, 12:32	32.10
sc1_Puente Cipreses	3.639	8.0	01mar2016, 12:36	31.47
sc1_Alcant	3.639	7.3	01mar2016, 12:54	31.44
sc3_Ora_Embalse	0.177	0.9	01mar2016, 12:48	36.71
sc3_Orat_Arr	0.090	0.5	01mar2016, 12:26	30.01
sc3_Junction-2	0.267	1.3	01mar2016, 12:40	34.45
sc3_embalse_extra	0.267	0.7	01mar2016, 13:26	33.53
sc3_Alcant_Desvio	0.267	0.7	01mar2016, 13:28	33.42
sc3_Ora_Igle	0.211	1.9	01mar2016, 12:22	41.75
sc3_Alcant	0.211	1.9	01mar2016, 12:20	41.68
sc3_Puente Oratorio	0.478	2.0	01mar2016, 12:24	37.07

CIPRESES

ALCANTARILLA CIPRESES



Project: Oreamuno
 Simulation Run: Sol3 50yr_24hr Reservoir: sc1_Alcant

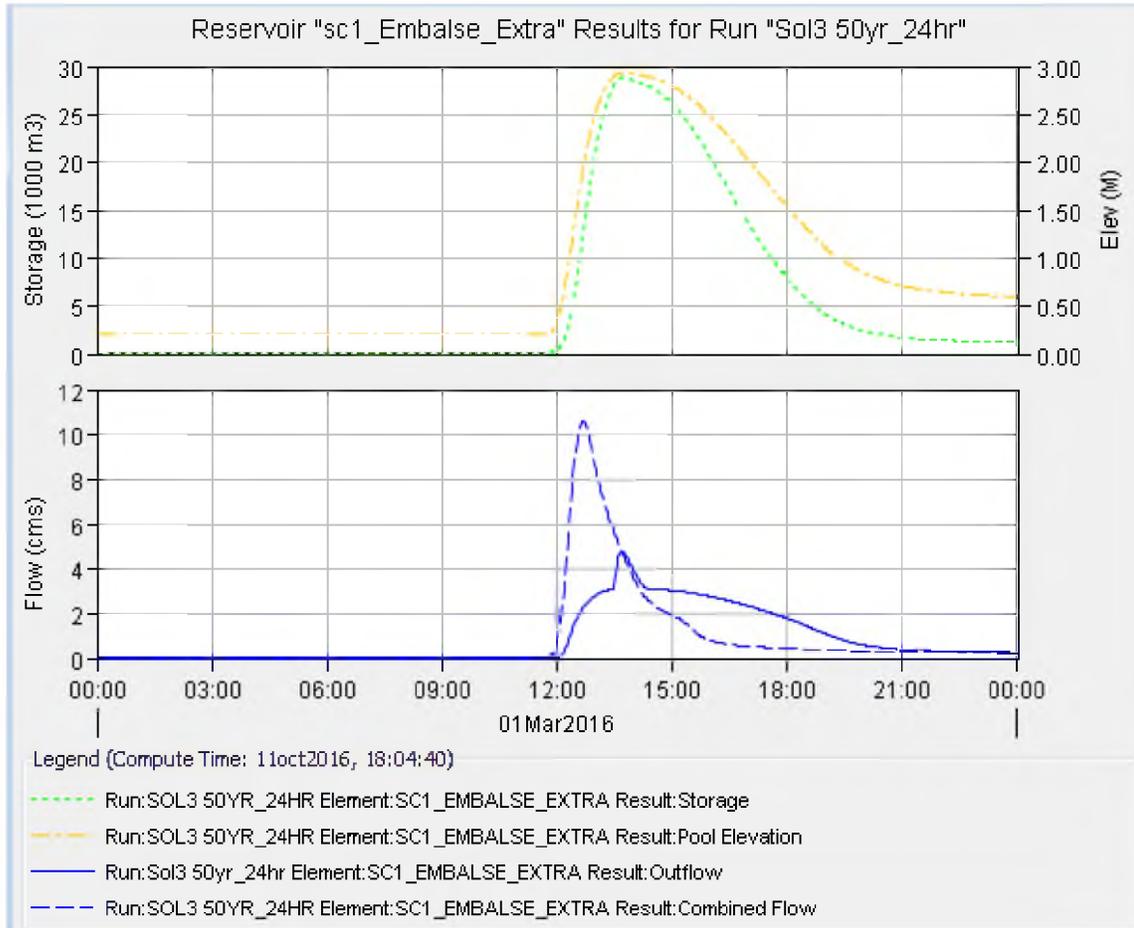
Start of Run: 01mar2016, 00:00	Basin Model: Tesis_Emb_Extra
End of Run: 02mar2016, 00:02	Meteorologic Model: 50yr_24yr
Compute Time: 11oct2016, 18:04:40	Control Specifications: Control 50yr_24hr

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow : 8.0 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar2016, 12:36
Peak Outflow : 7.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar2016, 12:54
Total Inflow : 31.47 (MM)	Peak Storage : 2.7 (1000 M3)
Total Outflow : 31.44 (MM)	Peak Elevation : 1683.2 (M)

EMBALSE ARTIFICIAL



Project: Oreamuno
 Simulation Run: Sol3 50yr_24hr Reservoir: sc1_Embalse_Extra

Start of Run: 01mar2016, 00:00 Basin Model: Tesis_Emb_Extra
 End of Run: 02mar2016, 00:02 Meteorologic Model: 50yr_24yr
 Compute Time: 11oct2016, 18:04:40 Control Specifications: Control 50yr_24hr

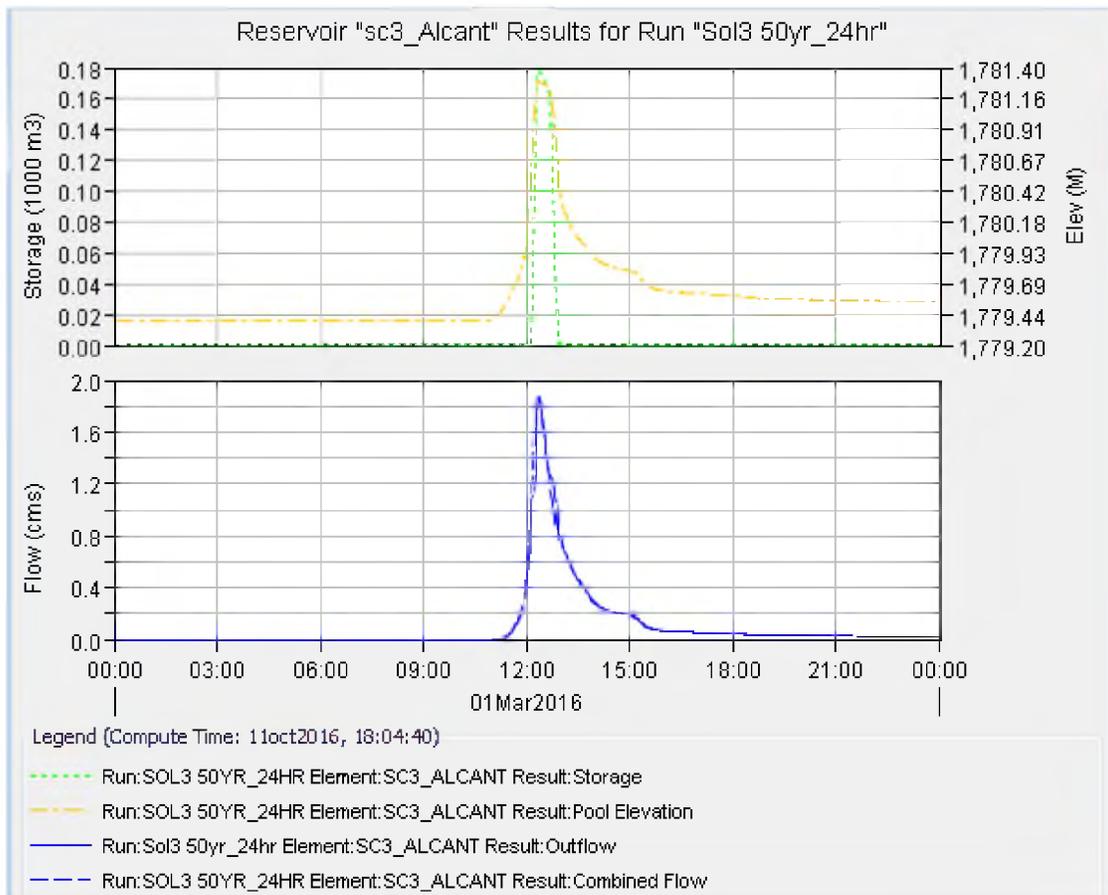
Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow : 10.6 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar2016, 12:42
Peak Outflow : 4.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar2016, 13:42
Total Inflow : 30.31 (MM)	Peak Storage : 28.8 (1000 M3)
Total Outflow : 29.87 (MM)	Peak Elevation : 2.9 (M)

ORATORIO

ORATORIO IGLESIA.



Project: Oreamuno
Simulation Run: Sol3 50yr_24hr Reservoir: sc3_Alcant

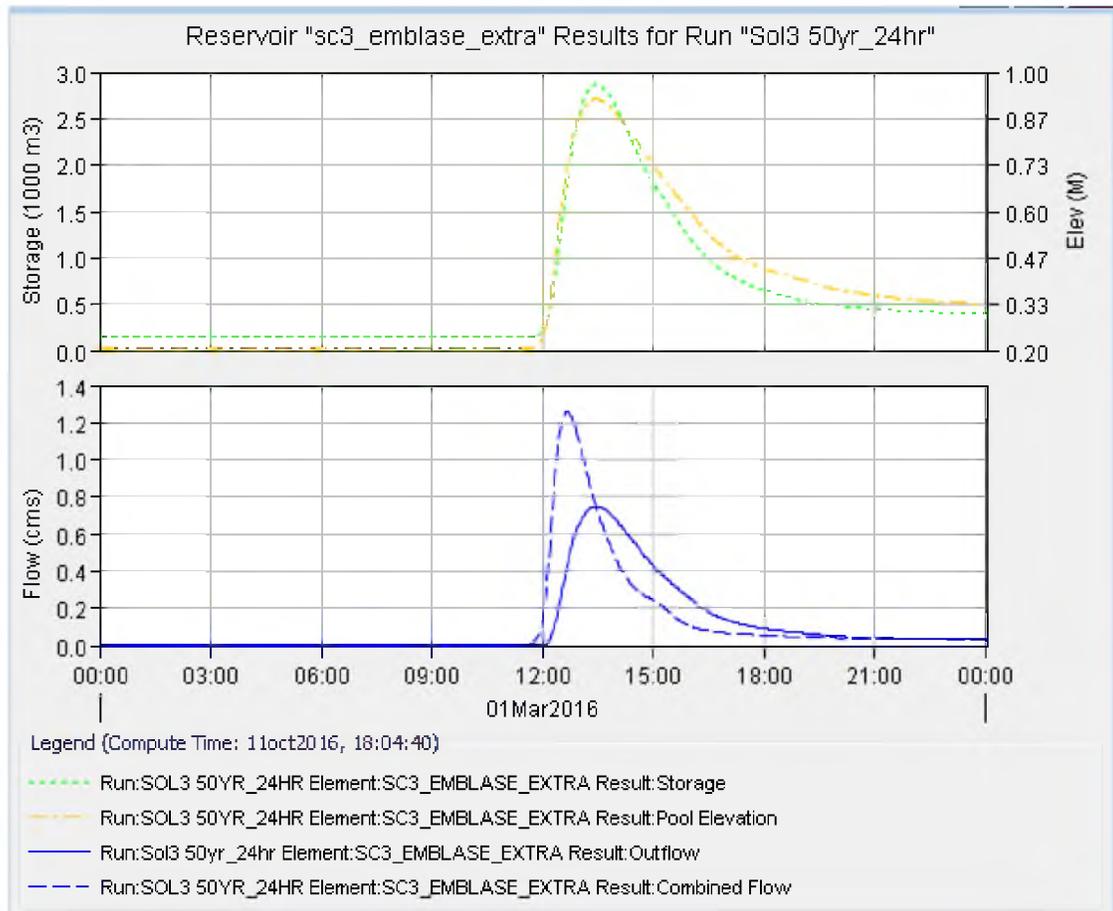
Start of Run: 01mar2016, 00:00	Basin Model: Tesis_Emb_Extra
End of Run: 02mar2016, 00:02	Meteorologic Model: 50yr_24yr
Compute Time: 11oct2016, 18:04:40	Control Specifications: Control 50yr_24hr

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow : 1.9 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar2016, 12:22
Peak Outflow : 1.9 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar2016, 12:20
Total Inflow : 41.75 (MM)	Peak Storage : 0.2 (1000 M3)
Total Outflow : 41.68 (MM)	Peak Elevation : 1781.3 (M)

ORATORIO EMBALSE ARTIFICIAL



Project: Oreamuno
Simulation Run: Sol3 50yr_24hr Reservoir: sc3_embalse_extra

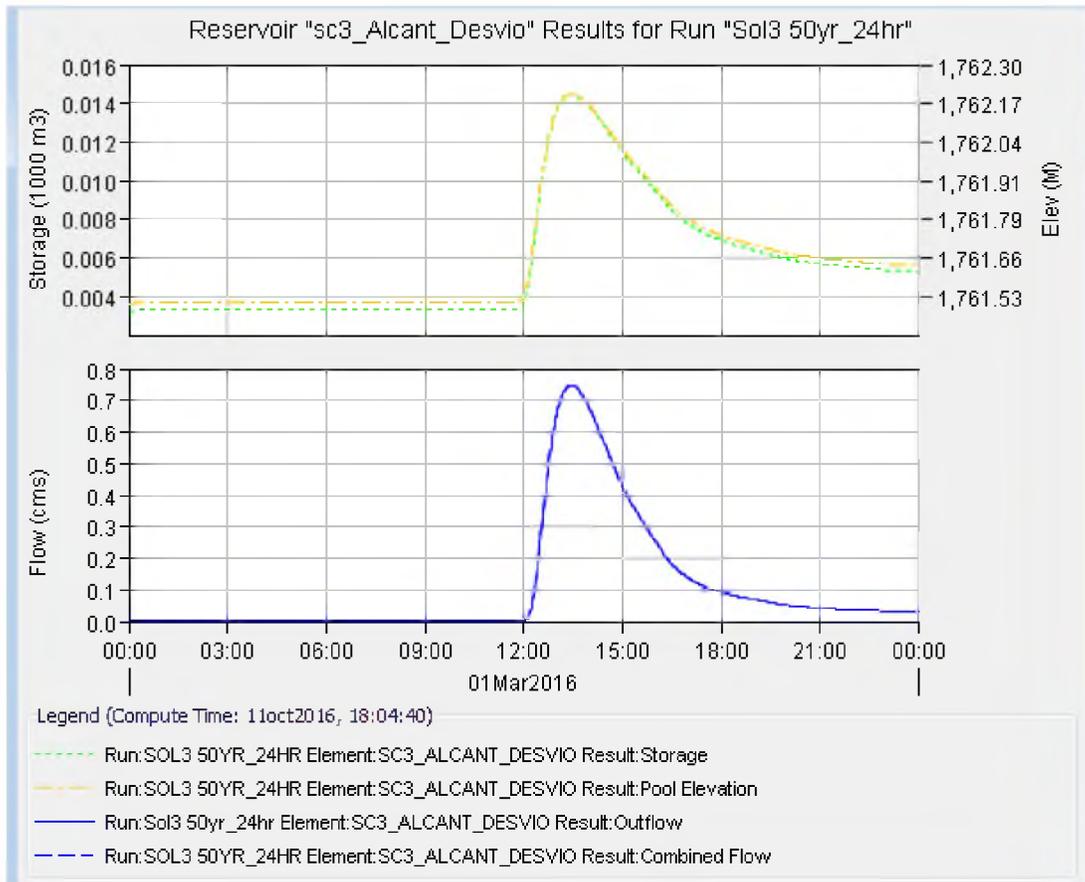
Start of Run: 01mar2016, 00:00	Basin Model: Tesis_Emb_Extra
End of Run: 02mar2016, 00:02	Meteorologic Model: 50yr_24yr
Compute Time: 11oct2016, 18:04:40	Control Specifications: Control 50yr_24hr

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow : 1.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar2016, 12:40
Peak Outflow : 0.7 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar2016, 13:26
Total Inflow : 34.45 (MM)	Peak Storage : 2.9 (1000 M3)
Total Outflow : 33.53 (MM)	Peak Elevation : 0.9 (M)

ORATORIO CANAL



Project: Oreamuno
 Simulation Run: Sol3 50yr_24hr Reservoir: sc3_Alcant_Desvio

Start of Run: 01mar2016, 00:00	Basin Model: Tesis_Emb_Extra
End of Run: 02mar2016, 00:02	Meteorologic Model: 50yr_24yr
Compute Time: 11oct2016, 18:04:40	Control Specifications: Control 50yr_24hr

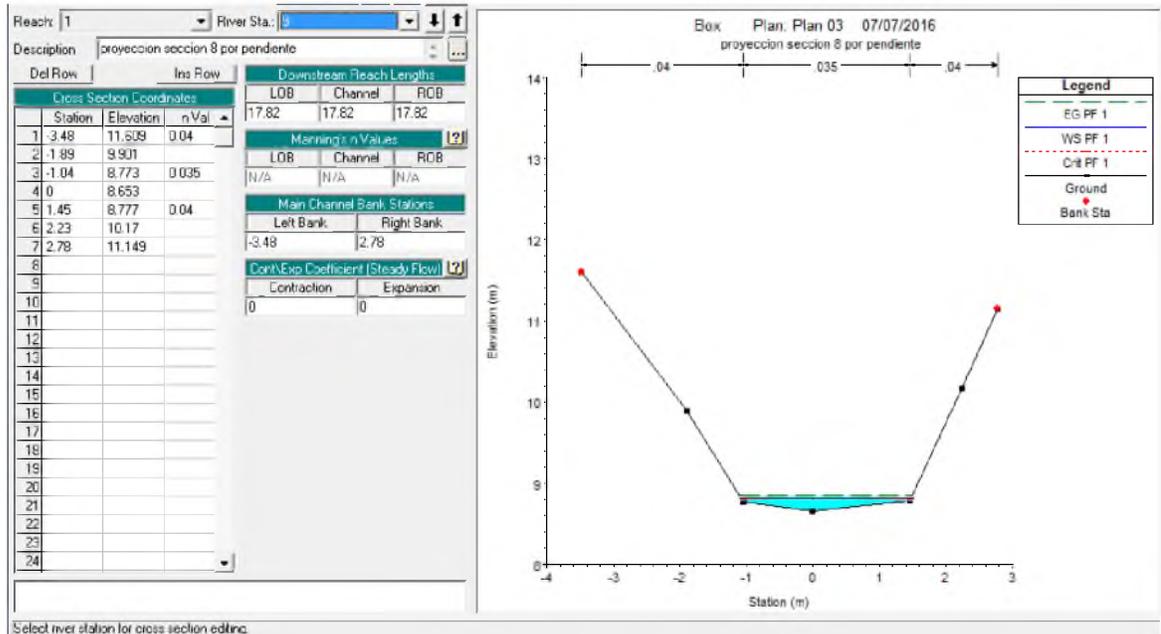
Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

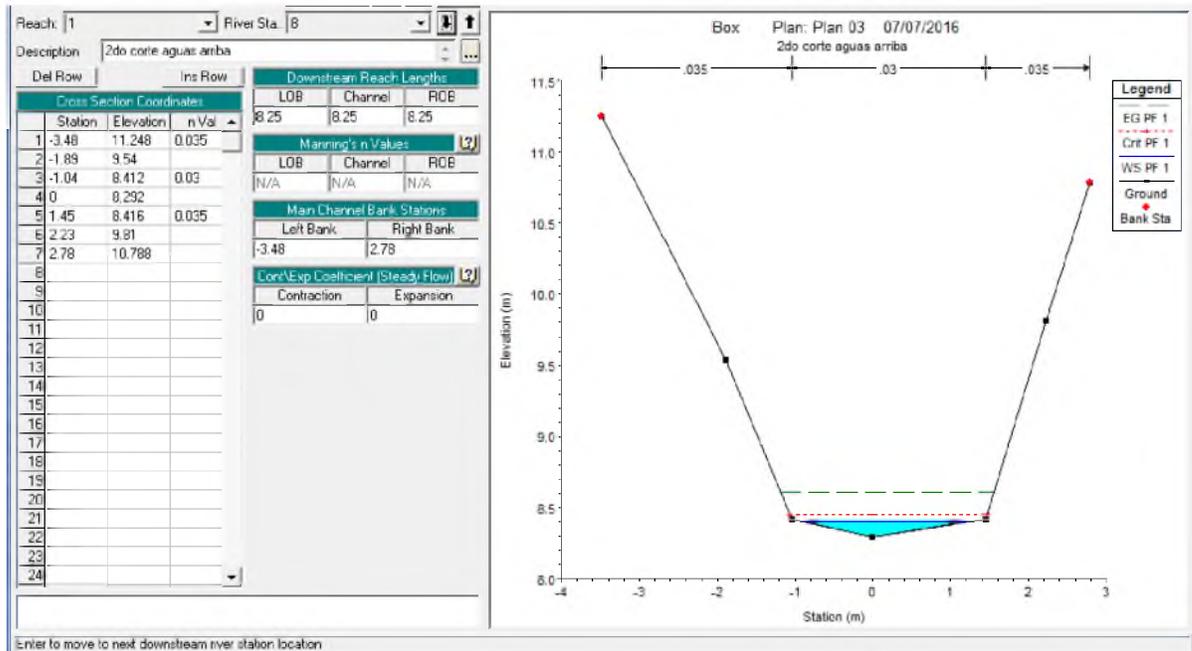
Peak Inflow : 0.7 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01mar2016, 13:26
Peak Outflow : 0.7 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01mar2016, 13:28
Total Inflow : 33.53 (MM)	Peak Storage : 0.0 (1000 M3)
Total Outflow : 33.42 (MM)	Peak Elevation : 1762.2 (M)

Apéndice 10. Perfiles y n Manning para Chayotillo.

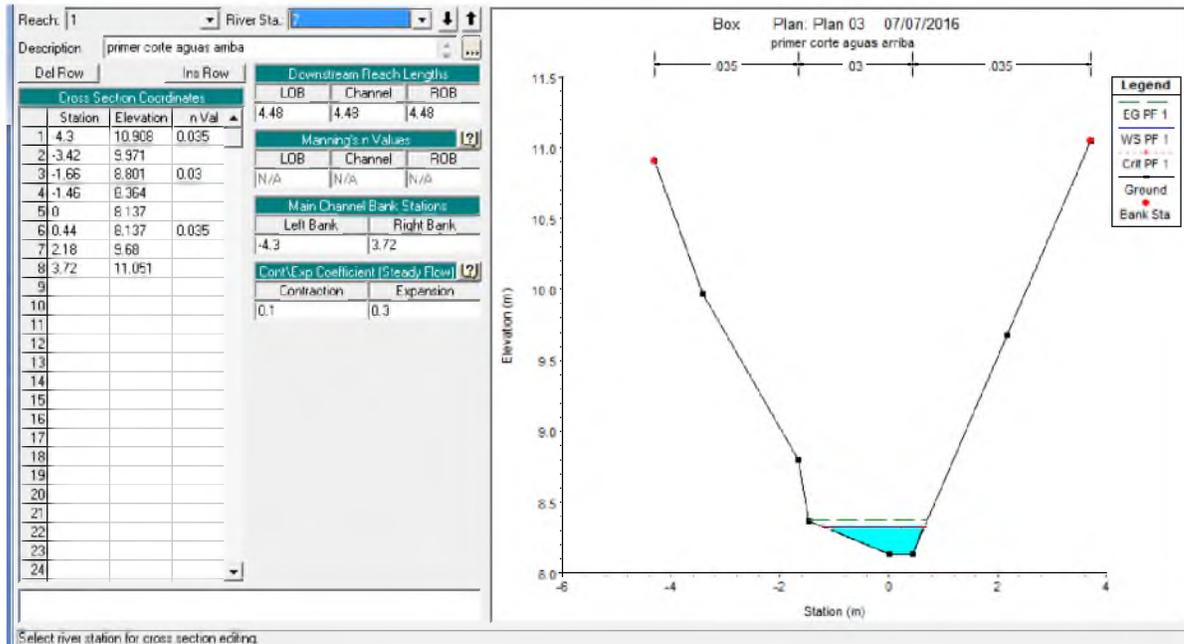
CORTE 9. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



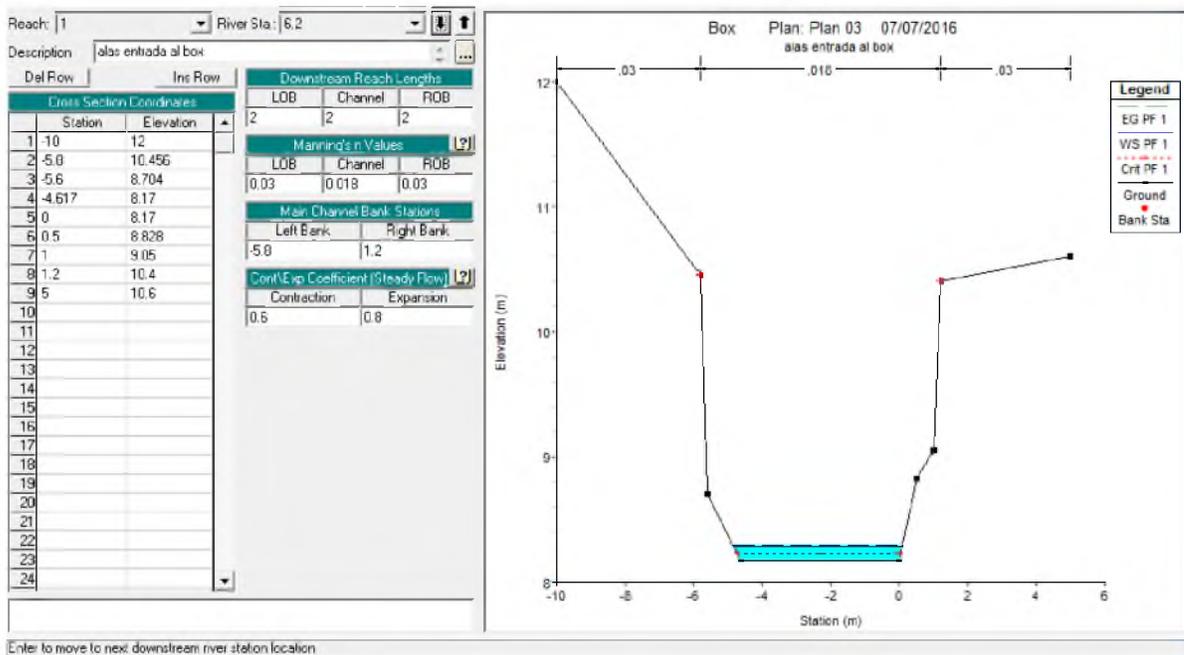
CORTE 8. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



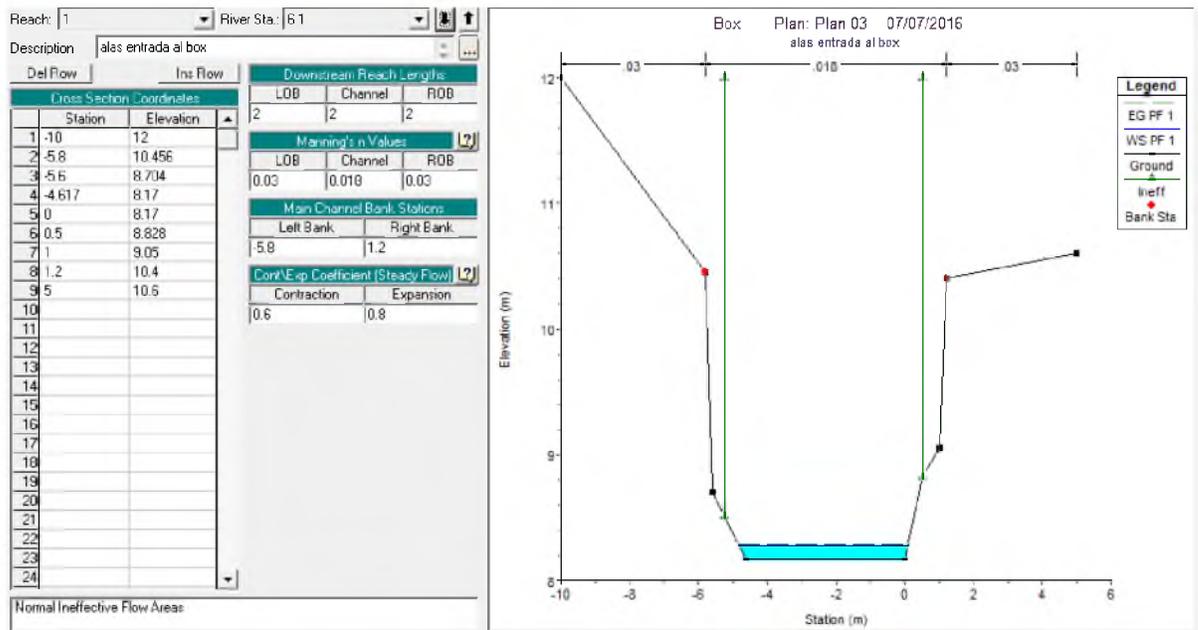
CORTE 7. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



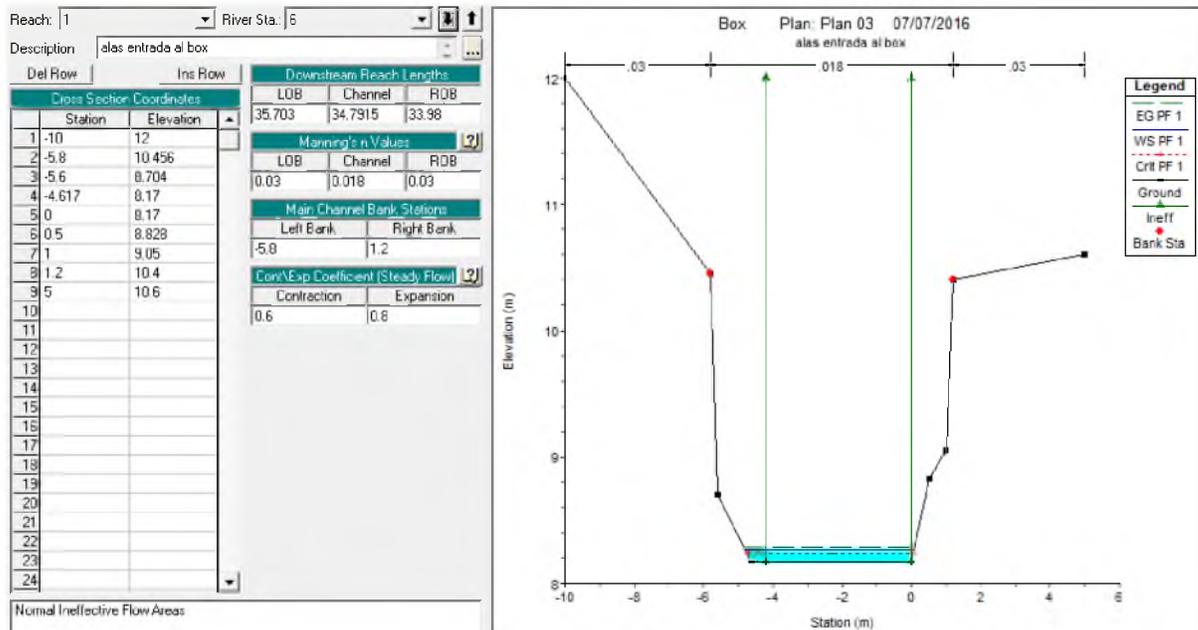
CORTE 6.2. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



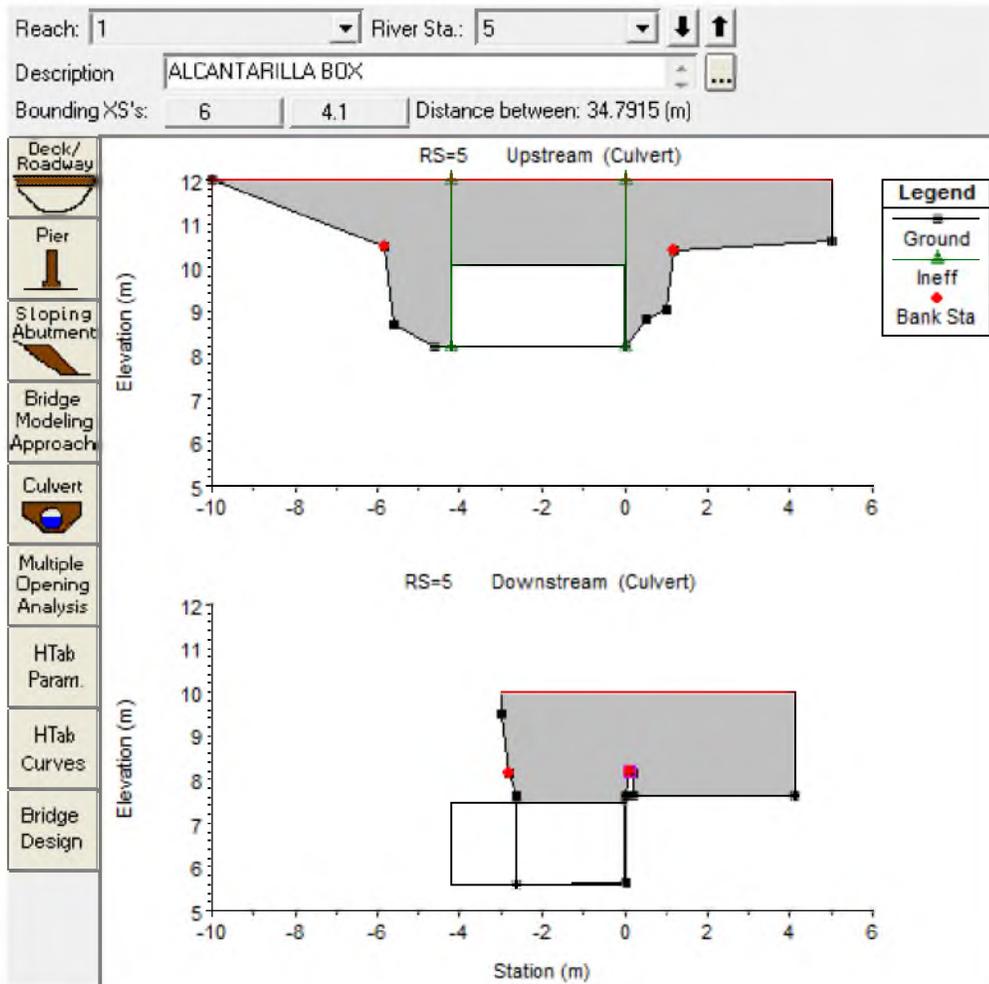
CORTE 6.1. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



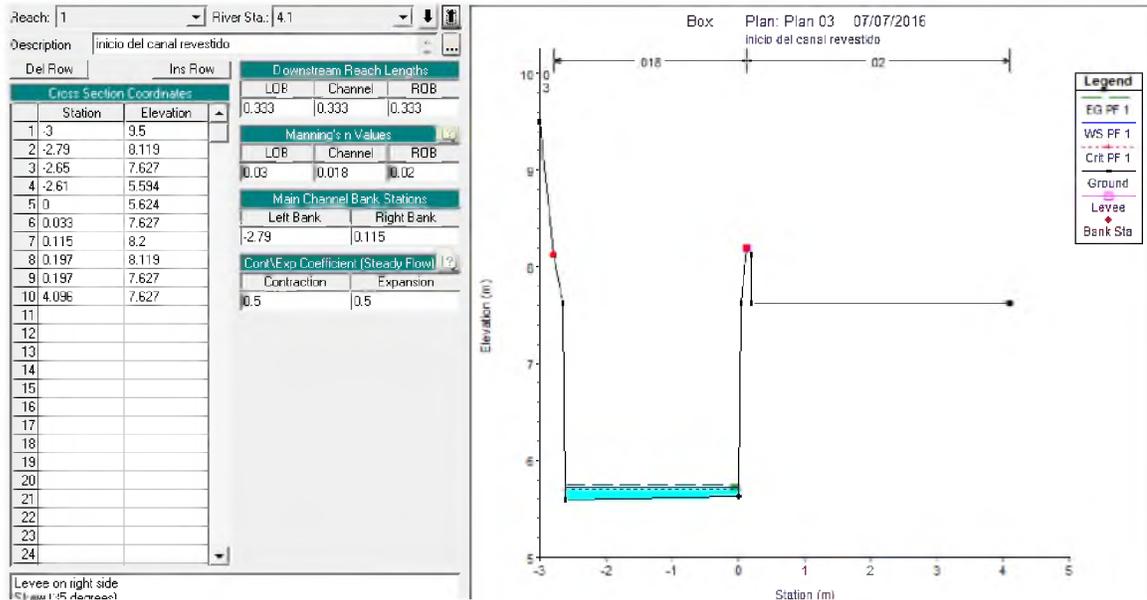
CORTE 6. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



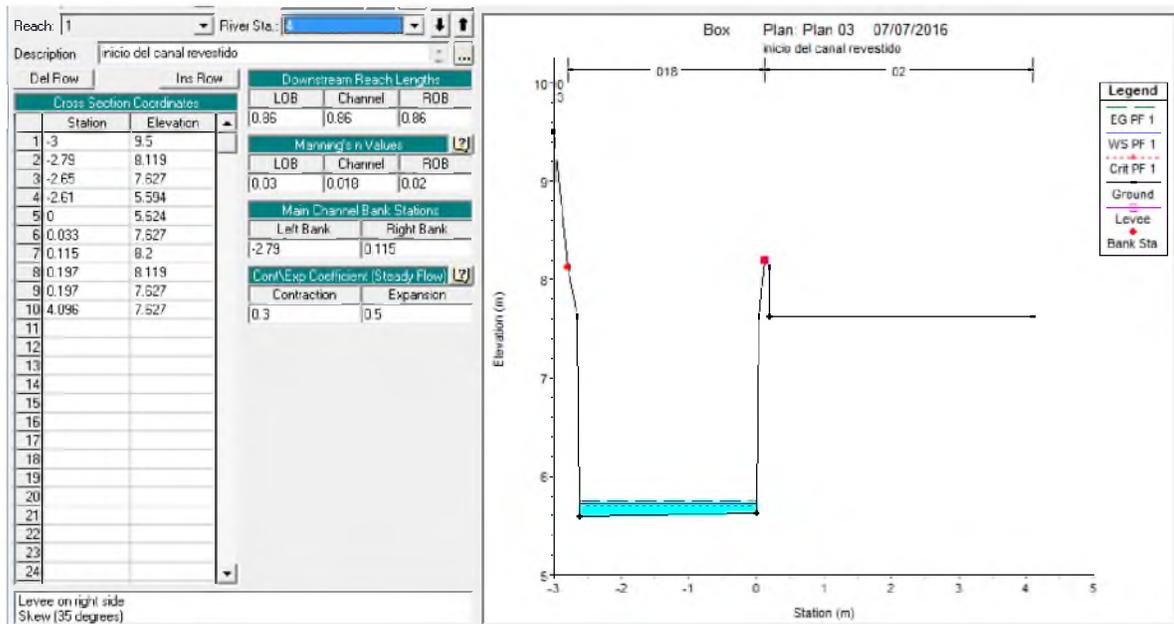
CORTE 5. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



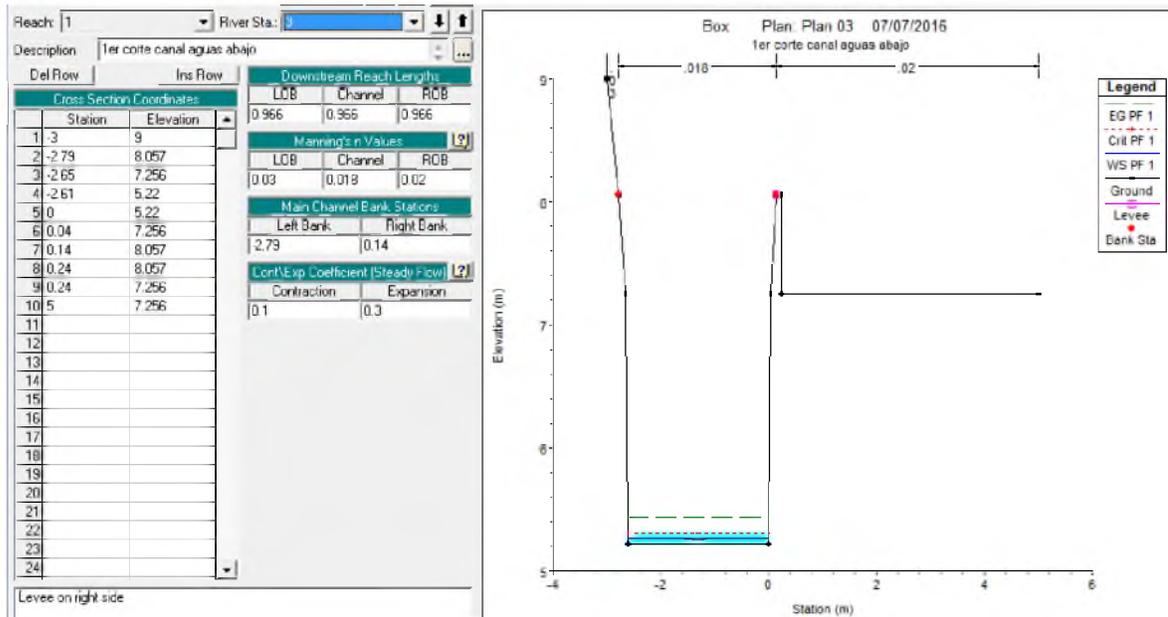
CORTE 4.1. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



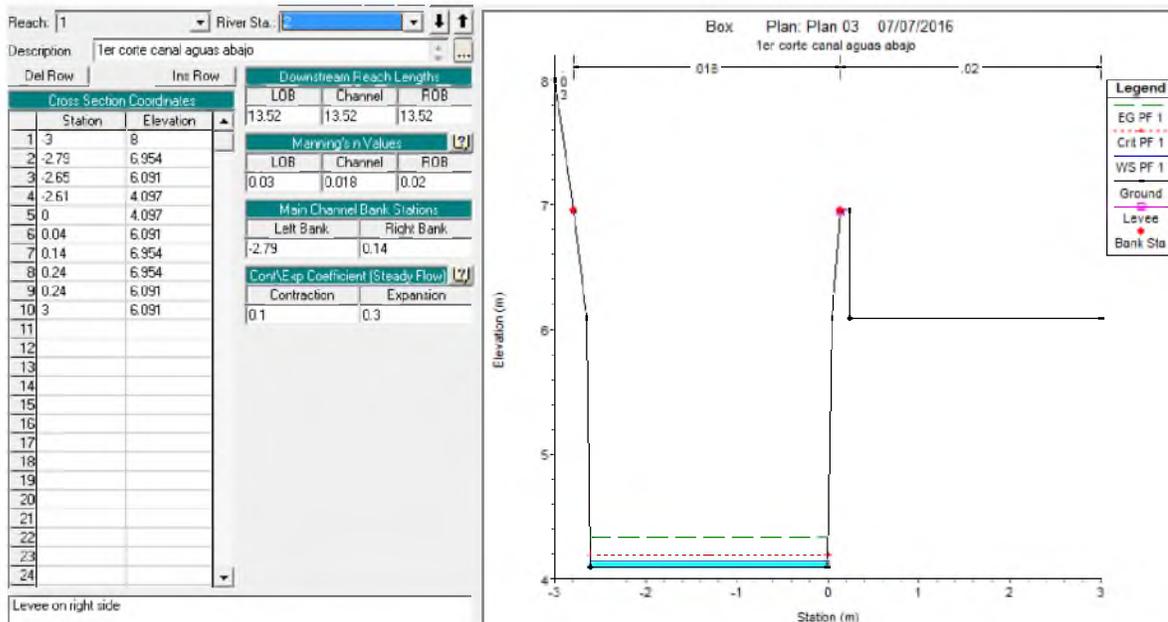
CORTE 4. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



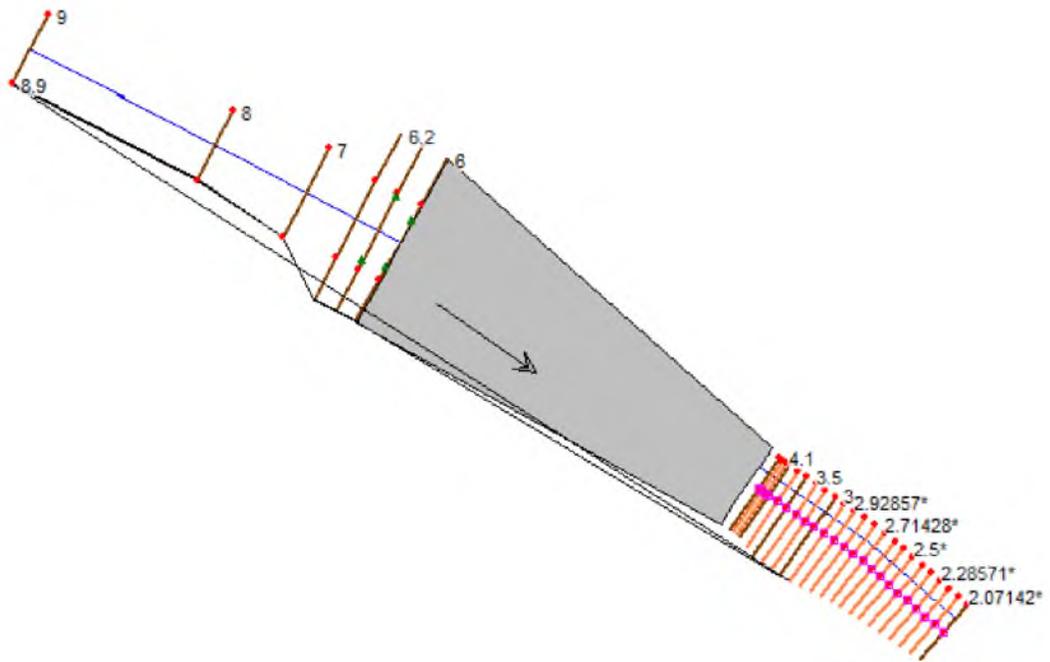
CORTE 3. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



CORTE 2. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



PERFIL GENERAL. ALCANTARILLA CHAYOTILLO



Apéndice 11. Hidráulica de alcantarillas.

11.1.1 Cipreses. Alcantarilla aumentada solución 1

Características de la configuración

Crossing Properties

Name:

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.00	cms
Design Flow	16.40	cms
Maximum Flow	16.50	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	4.00	m
Channel Slope	0.0203	m/m
Manning's n (channel)	0.0270	
Channel Invert Elevation	1680.14	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.00	m
Crest Length	12.62	m
Crest Elevation	1682.50	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	12.62	m

Culvert Properties

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Alc_propuesta	
Shape	Concrete Box	
Material	Concrete	
Span	3500.00	mm
Rise	2000.00	mm
Embedment Depth	0.00	mm
Manning's n	0.0120	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge (30-75° flare) Wingwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.00	m
Inlet Elevation	1680.40	m
Outlet Station	12.62	m
Outlet Elevation	1680.14	m
Number of Barrels	1	

Resumen cálculos alcantarilla

Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	Last Step (m)	Mean Slope (%)	First Depth (m)	Last Depth (m)	Tailwater Elevation (m)
0.00	1680.40	0.00	0.00	0-1F	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1680.14
1.65	1680.83	0.43	0.03	1-52n	0.13	0.28	0.17	0.23	2.79	1.82	2.01	1.32	0.28	0.17	1680.37
3.30	1681.08	0.68	0.21	1-52n	0.22	0.45	0.29	0.35	3.30	2.35	2.89	0.99	0.45	0.29	1680.49
4.95	1681.29	0.89	0.37	1-52n	0.29	0.59	0.39	0.45	3.64	2.72	0.35	0.92	0.59	0.39	1680.59
6.60	1681.46	1.06	0.52	1-52n	0.35	0.71	0.46	0.55	3.69	3.01	2.35	0.76	0.71	0.46	1680.69
8.25	1681.66	1.26	0.67	1-52n	0.41	0.83	0.58	0.64	4.10	3.25	1.22	0.71	0.83	0.58	1680.78
9.90	1681.82	1.42	0.82	1-52n	0.46	0.93	0.66	0.72	4.28	3.45	1.80	0.68	0.93	0.66	1680.86
11.55	1681.98	1.58	0.98	1-52n	0.51	1.04	0.74	0.80	4.44	3.53	0.30	0.69	1.04	0.74	1680.94
13.20	1682.13	1.73	1.14	1-52n	0.56	1.13	0.82	0.87	4.58	3.78	0.47	0.66	1.13	0.82	1681.01
14.85	1682.28	1.88	1.30	1-52n	0.60	1.22	0.90	0.95	4.72	3.93	0.47	0.65	1.22	0.90	1681.09
16.40	1682.43	2.03	1.46	5-52n	0.64	1.31	0.97	1.01	4.83	4.05	0.28	0.64	1.31	0.97	1681.15

Display

Crossing Summary Table

Culvert Summary Table

Water Surface Profiles

Tapered Inlet Table

Customized Table

Geometry

Inlet Elevation: 1690.40 m

Outlet Elevation: 1690.14 m

Culvert Length: 12.62 m

Culvert Slope: 0.0206

Inlet Crest: 0.00 m

Inlet Throat: 0.00 m

Outlet Control: Profiles

Plot

11.1.2 Cipreses. Alcantarilla para embalse aumentada solución 2

Características de la configuración

Crossing Properties

Name:

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.00	cms
Design Flow	16.40	cms
Maximum Flow	16.50	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	4.00	m
Channel Slope	0.0203	m/m
Manning's n (channel)	0.0270	
Channel Invert Elevation	1680.14	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.00	m
Crest Length	12.62	m
Crest Elevation	1684.00	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	12.62	m

Culvert Properties

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Alc. propuesta	
Shape	Concrete Box	
Material	Concrete	
Span	2750.00	mm
Rise	1500.00	mm
Embedment Depth	0.00	mm
Manning's n	0.0120	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge (90°) Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.00	m
Inlet Elevation	1680.40	m
Outlet Station	12.62	m
Outlet Elevation	1680.14	m
Number of Barrels	1	

Resumen cálculos alcantarilla

Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	Last Step (m)	Mean Slope (%)	First Depth (m)	Last Depth (m)	Tailwater Elevation (m)
0.00	1680.40	0.00	0.00	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1680.14
1.65	1680.96	0.56	0.09	1-S2n	0.17	0.33	0.20	0.23	2.94	1.82	2.62	1.28	0.33	0.20	1680.37
3.30	1681.28	0.88	0.32	1-S2n	0.27	0.53	0.34	0.35	3.48	2.35	0.03	1.05	0.53	0.34	1680.49
4.95	1681.56	1.16	0.55	1-S2n	0.35	0.69	0.47	0.45	3.83	2.72	1.33	0.86	0.69	0.47	1680.59
6.60	1681.80	1.40	0.79	1-S2n	0.42	0.84	0.59	0.55	4.09	3.01	1.08	0.79	0.84	0.59	1680.69
8.25	1682.05	1.65	1.04	5-S2n	0.49	0.97	0.70	0.64	4.32	3.25	0.30	0.77	0.97	0.70	1680.78
9.90	1682.30	1.90	1.30	5-S2n	0.56	1.10	0.80	0.72	4.51	3.45	1.05	0.72	1.10	0.80	1680.86
11.55	1682.59	2.19	1.73	5-S2n	0.62	1.22	0.90	0.80	4.68	3.63	1.40	0.70	1.22	0.90	1680.94
13.20	1682.91	2.51	1.99	5-S2n	0.68	1.33	0.99	0.87	4.83	3.76	0.05	0.71	1.33	0.99	1681.01
14.85	1683.27	2.87	2.26	5-S2n	0.73	1.44	1.09	0.95	4.97	3.93	0.13	0.70	1.44	1.09	1681.09
16.40	1683.64	3.24	2.52	5-S2n	0.79	1.50	1.17	1.01	5.10	4.05	0.95	0.69	1.50	1.17	1681.15

Display

Crossing Summary Table

Culvert Summary Table

Water Surface Profiles

Tapered Inlet Table

Customized Table

Geometry

Inlet Elevation: 1680.40 m

Outlet Elevation: 1680.14 m

Culvert Length: 12.62 m

Culvert Slope: 0.0206

Inlet Crest: 0.00 m

Inlet Throat: 0.00 m

Outlet Control: Profiles

Plot

11.1.3 Cipreses. Alcantarilla ajustada al embalse artificial solución 3

Características de la configuración

Crossing Properties

Name:

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.00	cms
Design Flow	8.00	cms
Maximum Flow	8.10	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	4.00	m
Channel Slope	0.0203	m/m
Manning's n (channel)	0.0270	
Channel Invert Elevation	1680.14	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.00	m
Crest Length	12.62	m
Crest Elevation	1684.00	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	12.62	m

Culvert Properties

Add Culvert
Duplicate Culvert
Delete Culvert

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Alc_propuesta	
Shape	Concrete Box	
Material	Concrete	
Span	1524.00	mm
Rise	1219.00	mm
Embedment Depth	0.00	mm
Manning's n	0.0120	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge (90°) Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.00	m
Inlet Elevation	1680.40	m
Outlet Station	12.62	m
Outlet Elevation	1680.14	m
Number of Barrels	1	

Resumen cálculos alcantarilla

Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	Last Step (m)	Mean Slope (%)	First Depth (m)	Last Depth (m)	Tailwater Elevation (m)
0.00	1680.40	0.00	0.00	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1680.14
0.81	1680.92	0.52	0.06	1-S2n	0.16	0.31	0.19	0.15	2.81	1.39	1.60	1.39	0.31	0.19	1680.29
1.62	1681.21	0.81	0.29	1-S2n	0.26	0.49	0.32	0.22	3.32	1.81	3.34	1.10	0.49	0.32	1680.36
2.43	1681.47	1.07	0.52	1-S2n	0.35	0.64	0.44	0.29	3.65	2.11	0.48	1.10	0.64	0.44	1680.43
3.24	1681.71	1.31	0.77	5-S2n	0.42	0.77	0.55	0.35	3.90	2.34	2.19	0.98	0.77	0.55	1680.49
4.05	1681.96	1.56	1.04	5-S2n	0.49	0.90	0.65	0.40	4.10	2.54	0.77	1.00	0.90	0.65	1680.54
4.86	1682.24	1.84	1.43	5-S2n	0.56	1.01	0.74	0.45	4.28	2.70	1.17	0.97	1.01	0.74	1680.59
5.67	1682.57	2.17	1.69	5-S2n	0.63	1.12	0.84	0.50	4.44	2.85	1.22	0.96	1.12	0.84	1680.64
6.48	1682.95	2.55	1.98	5-S2n	0.70	1.22	0.93	0.54	4.59	2.99	0.30	0.98	1.22	0.93	1680.68
7.29	1683.38	2.98	2.25	5-S2n	0.76	1.22	1.01	0.59	4.75	3.11	1.70	0.97	1.22	1.01	1680.73
8.00	1683.80	3.40	2.52	5-S2n	0.81	1.22	1.06	0.62	4.95	3.21	0.73	1.05	1.22	1.06	1680.76

Display

Crossing Summary Table

Culvert Summary Table

Water Surface Profiles

Tapered Inlet Table

Customized Table

Geometry

Inlet Elevation: 1680.40 m

Outlet Elevation: 1680.14 m

Culvert Length: 12.62 m

Culvert Slope: 0.0206

Inlet Crest: 0.00 m

Inlet Throat: 0.00 m

Outlet Control: Profiles

Plot

11.2.1 Oratorio. Alcantarilla Iglesia aumentada

Características de la configuración

Crossing Properties

Name:

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.00	cms
Design Flow	1.90	cms
Maximum Flow	2.00	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	2.00	m
Channel Slope	0.1700	m/m
Manning's n (channel)	0.0300	
Channel Invert Elevation	1777.51	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.00	m
Crest Length	59.50	m
Crest Elevation	1780.60	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	59.50	m

Culvert Properties

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Alc_Orat_Igle_Aum	
Shape	Circular	
Material	Concrete	
Diameter	1220.00	mm
Embedment Depth	0.00	mm
Manning's n	0.0120	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge with Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.00	m
Inlet Elevation	1779.39	m
Outlet Station	59.50	m
Outlet Elevation	1777.51	m
Number of Barrels	1	

Resumen cálculos alcantarilla

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	Tailwater Elevation (m)
0.00	0.00	1779.39	0.00	0.0	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1777.51
0.20	0.20	1779.70	0.31	0.0*	1-S2n	0.13	0.23	0.13	0.05	2.99	1.88	1777.56
0.40	0.40	1779.84	0.45	0.0*	1-S2n	0.18	0.33	0.19	0.08	3.31	2.45	1777.59
0.60	0.60	1779.95	0.56	0.0*	1-S2n	0.23	0.41	0.23	0.10	4.02	2.86	1777.61
0.80	0.80	1780.05	0.66	0.0*	1-S2n	0.26	0.48	0.26	0.13	4.39	3.19	1777.64
1.00	1.00	1780.15	0.76	0.0*	1-S2n	0.29	0.54	0.30	0.14	4.43	3.46	1777.65
1.20	1.20	1780.24	0.85	0.0*	1-S2n	0.32	0.59	0.33	0.16	4.65	3.70	1777.67
1.40	1.40	1780.33	0.94	0.0*	1-S2n	0.35	0.64	0.36	0.18	4.82	3.91	1777.69
1.60	1.60	1780.41	1.02	0.0*	1-S2n	0.37	0.69	0.39	0.19	5.00	4.10	1777.70
1.80	1.80	1780.49	1.10	0.0*	1-S2n	0.39	0.73	0.41	0.21	5.15	4.28	1777.72
1.90	1.90	1780.53	1.14	0.0*	1-S2n	0.41	0.75	0.43	0.22	5.19	4.36	1777.73

Display

Crossing Summary Table

Culvert Summary Table

Water Surface Profiles

Tapered Inlet Table

Customized Table

Geometry

Inlet Elevation: 1779.39 m

Outlet Elevation: 1777.51 m

Culvert Length: 59.53 m

Culvert Slope: 0.0316

Inlet Crest: 0.00 m

Inlet Throat: 0.00 m

Plot

* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

Outlet Control: Profiles

11.2.2 Oratorio. Alcantarilla embalse

Características de la configuración

Crossing Properties

Name: **RIO, ALCANTARILLA EXTRA**

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.00	cms
Design Flow	1.40	cms
Maximum Flow	1.50	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	2.00	m
Channel Slope	0.0200	m/m
Manning's n (channel)	0.0300	
Channel Invert Elevation	1760.00	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.00	m
Crest Length	58.00	m
Crest Elevation	1762.56	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	58.00	m

Culvert Properties

Alc_Orat_Canal

Add Culvert
Duplicate Culvert
Delete Culvert

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Alc_Orat_Canal	
Shape	Circular	
Material	Concrete	
Diameter	1070.00	mm
Embedment Depth	0.00	mm
Manning's n	0.0120	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge with Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.00	m
Inlet Elevation	1761.50	m
Outlet Station	58.00	m
Outlet Elevation	1760.00	m
Number of Barrels	1	

Resumen cálculos alcantarilla

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	Tailwater Elevation (m)
0.00	0.00	1761.50	0.00	0.0	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1760.00
0.15	0.15	1761.78	0.28	0.0*	1-S2n	0.12	0.21	0.12	0.09	2.62	0.87	1760.09
0.30	0.30	1761.90	0.40	0.0*	1-S2n	0.17	0.30	0.18	0.13	3.00	1.13	1760.13
0.45	0.45	1762.00	0.50	0.0*	1-S2n	0.21	0.37	0.21	0.17	3.50	1.31	1760.17
0.60	0.60	1762.10	0.60	0.0*	1-S2n	0.25	0.43	0.26	0.21	3.60	1.45	1760.21
0.75	0.75	1762.19	0.69	0.0*	1-S2n	0.28	0.48	0.28	0.24	4.03	1.57	1760.24
0.90	0.90	1762.27	0.77	0.0*	1-S2n	0.31	0.53	0.32	0.27	4.04	1.67	1760.27
1.05	1.05	1762.35	0.85	0.0*	1-S2n	0.33	0.57	0.34	0.30	4.21	1.77	1760.30
1.20	1.20	1762.42	0.92	0.0*	1-S2n	0.35	0.62	0.37	0.32	4.37	1.85	1760.32
1.35	1.35	1762.49	0.99	0.0*	1-S2n	0.38	0.66	0.39	0.35	4.51	1.92	1760.35
1.40	1.40	1762.52	1.02	0.0*	1-S2n	0.39	0.67	0.40	0.36	4.56	1.94	1760.36

Display

Crossing Summary Table

Culvert Summary Table Alc_Orat_Canal

Water Surface Profiles

Tapered Inlet Table

Customized Table Options...

Geometry

Inlet Elevation: 1761.50 m

Outlet Elevation: 1760.00 m

Culvert Length: 58.02 m

Culvert Slope: 0.0259

Inlet Crest: 0.00 m

Inlet Throat: 0.00 m

Outlet Control: Profiles

Plot

Crossing Rating Curve

Culvert Performance Curve

Selected Water Profile

Water Surface Profile Data

* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

11.2.3 Oratorio. Alcantarilla embalse ajustada a embalse artificial

Características de la configuración

Crossing Properties

Name: **ALCANTARILLA EXTRA AJUSTADA**

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.00	cms
Design Flow	0.70	cms
Maximum Flow	1.00	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	2.00	m
Channel Slope	0.0200	m/m
Manning's n (channel)	0.0300	
Channel Invert Elevation	1760.00	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.00	m
Crest Length	58.00	m
Crest Elevation	1762.56	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	58.00	m

Culvert Properties

Alc_Orat_Canal_Ajustada Add Culvert

 Duplicate Culvert

 Delete Culvert

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Alc_Orat_Canal_Ajustada	
Shape	Circular	
Material	Concrete	
Diameter	760.00	mm
Embedment Depth	0.00	mm
Manning's n	0.0120	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge with Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.00	m
Inlet Elevation	1761.50	m
Outlet Station	58.00	m
Outlet Elevation	1760.00	m
Number of Barrels	1	

Resumen cálculos alcantarilla

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	Tailwater Elevation (m)
0.00	0.00	1761.50	0.00	0.0	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1760.00
0.10	0.10	1761.75	0.25	0.0*	1-S2n	0.11	0.19	0.11	0.07	2.40	0.75	1760.07
0.20	0.20	1761.86	0.36	0.0*	1-S2n	0.16	0.27	0.16	0.10	2.88	0.97	1760.10
0.30	0.30	1761.97	0.47	0.0*	1-S2n	0.20	0.33	0.20	0.13	3.16	1.13	1760.13
0.40	0.40	1762.06	0.56	0.0*	1-S2n	0.23	0.39	0.23	0.16	3.48	1.26	1760.16
0.50	0.50	1762.15	0.65	0.0*	1-S2n	0.26	0.43	0.26	0.18	3.70	1.36	1760.18
0.60	0.60	1762.23	0.73	0.0*	1-S2n	0.28	0.46	0.29	0.21	3.72	1.45	1760.21
0.70	0.70	1762.31	0.81	0.0*	5-S2n	0.31	0.52	0.31	0.23	4.05	1.53	1760.23
0.70	0.70	1762.31	0.81	0.0*	5-S2n	0.31	0.52	0.31	0.23	4.05	1.53	1760.23
0.90	0.90	1762.51	1.01	0.0*	5-S2n	0.36	0.58	0.37	0.27	4.17	1.67	1760.27
1.00	0.95	1762.57	1.07	0.0*	5-S2n	0.37	0.60	0.37	0.29	4.25	1.74	1760.29

Display

Crossing Summary Table

Culvert Summary Table Alc_Orat_Canal_Ajustada

Water Surface Profiles

Tapered Inlet Table

Customized Table Options...

Geometry

Inlet Elevation: 1761.50 m

Outlet Elevation: 1760.00 m

Culvert Length: 58.02 m

Culvert Slope: 0.0259

Inlet Crest: 0.00 m

Inlet Throat: 0.00 m

Plot

Crossing Rating Curve

Culvert Performance Curve

Selected Water Profile

Water Surface Profile Data

* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert. Outlet Control: Profiles