

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Análisis y mejoramiento del sistema de evacuación de aguas pluviales
para el distrito de Cot de Oreamuno de Cartago**

Trabajo de Graduación

Para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Juan Diego Miranda Matarrita

Director de Proyecto de Graduación:

Ing. Alberto Serrano Pacheco, PhD.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Junio, 2015

HOJA DE APROBACIÓN



Juan Diego Miranda Matarrita



Ing. Alberto Serrano Pacheco. PhD.
Director del proyecto



Ing. Luis Guillermo Smith Fonseca.
Asesor



Ing. Rafael Oreamuno Vega.
Asesor

2015, Junio, 22

El suscrito, Juan Diego Miranda Matarrita, cédula 1-1399-0836, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné A74054, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación Análisis y mejoramiento del sistema de evacuación de aguas pluviales para el distrito de Cot de Oreamuno de Cartago, bajo la Dirección del Ingeniero Alberto Serrano Pacheco, PhD., quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

DEDICATORIA

A mi familia.

A mi padre Juan Rafael Miranda y a mi madre Gioconda Matarrita. Este logro es por ellos.

A mis hermanos, Gustavo, Priscilla y Mauricio, por estar siempre en los buenos y malos momentos.

AGRADECIMIENTOS

Al director del comité asesor, Ing. Alberto Serrano, por su orientación y ayuda durante todo el desarrollo del presente proyecto.

A los asesores Ing. Luis Guillermo Smith e Ing. Rafael Oreamuno por la colaboración y comentarios para el mejoramiento del trabajo realizado.

A la Municipalidad de Oreamuno representada por la Ing. Cinthya Madriz, Arq. Juan Ramón Coto y el Alcalde José Huertas por su disposición y colaboración para poder desarrollar este proyecto en el distrito de Cot.

A las instituciones que brindaron información importante para la elaboración del proyecto; Instituto Costarricense de Electricidad, Comisión para el Ordenamiento y Manejo de la Cuenca del Río Reventazón, Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, Programa de Desarrollo Urbano Sostenible y la Fundación Promotora de Vivienda.

A mi novia Sol, por acompañarme en esta etapa tan importante de mi vida.

A mis compañeros y amigos, por su amistad y consejos durante toda mi vida.

CONTENIDOS

CONTENIDOS.....	5
ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
ÍNDICE DE CUADROS.....	7
Capítulo 1. INTRODUCCIÓN.....	8
1.1 Descripción del problema.....	8

1.2Objetivos.....	9
1.2.1Objetivo general.....	9
1.2.2Objetivos específicos.....	9
1.3Delimitación.....	10
1.4Metodología.....	11
Capítulo 2. MARCO TEÓRICO.....	12
2.1Sistemas de alcantarillado pluvial: Definición, clasificación y componentes.....	12
2.2Diseño de alcantarillado pluvial: Flujo uniforme.....	12
2.2.1Modelo precipitación - escorrentía: Método racional.....	12
2.2.2Cálculo hidráulico de tubería: Flujo Uniforme.....	14
2.2.3Normativa técnica para el diseño de alcantarillados pluviales del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.....	14
2.3Análisis del alcantarillado pluvial: EPA-SWMM 5.0; Flujo no permanente.....	15
2.3.1Modelo precipitación - escorrentía: Modelo de depósito no lineal.....	15
2.3.2Modelos de propagación del flujo en la red.....	17
2.4Análisis estadístico de datos de precipitación máxima diaria.....	17
Capítulo 3. CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	19
3.1Caracterización de la subcuenca del Rio Paéz –Birrisito - Cachí.....	19
3.1.1Caracterización geológica.....	19
3.1.2Caracterización geomorfológica y erosión.....	19
3.1.3Caracterización de uso de suelos.....	19
3.1.4Caracterización climática.....	19
3.2Caracterización de Cot.....	19
3.2.1Características de las áreas de drenaje.....	19
3.2.2Parámetros para infiltración y escorrentía.....	30
3.2.3Precipitaciones máximas diarias e hietogramas de diseño.....	32

Capítulo 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE SOLUCIONES.....	39
4.1Diseño del sistema pluvial: Flujo uniforme.....	51
4.2Análisis del sistema pluvial: Flujo no permanente.....	67
4.3Mejoramiento del diseño y presentación de soluciones.....	99
4.3.1Opción mejorada 1: Para 10 años de periodo de retorno.....	99
4.3.2Opción mejorada 2: Para 25 años de periodo de retorno.....	121
4.3.3Consideraciones económicas de las opciones propuestas.....	138
Capítulo 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	140
BIBLIOGRAFÍA.....	141
ANEXOS.....	142
Anexo 1.....	143
Cuadro de relaciones hidráulicas para tuberías parcialmente llenas en función de q/Q para n/N variable.....	143
Anexo 2.....	143
Análisis estadístico de precipitaciones máximas diarias.....	143
Anexo 3.....	156
Cálculos de precipitación máxima diaria estimada: Uso de mapas de precipitación..	156
Anexo 4.....	158
Pluviogramas característicos de la estación 73011 Sanatorio Durán.....	158
Anexo 5.....	169
Estructura disipadora de energía.....	169
Anexo 6.....	169
Características de los diseños propuestos.....	169

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Caja de concreto para unión de aguas pluviales.....	2
Figura 2. Canal de tierra aguas abajo de la caja de concreto.	2
Figura 3. Delimitación geográfica de las zonas de drenaje de Cot.	5
Figura 4. Sistema de drenaje urbano típico.....	9
Figura 5. Esquematización del modelo de depósito aplicado en SWMM 5.0.	20
Figura 6. Representación conceptual de la modelación de la red en SWMM 5.0.	28
Figura 7. Numeración de las áreas de drenaje de Cot.	35
Figura 8. Zonificación de Cot según el Plan Regulador de Oreamuno.	38
Figura 9. Ubicación de estaciones meteorológicas.	41
Figura 10. Mapa de precipitaciones máximas diarias para 10 años de periodo de retorno	42
Figura 11. Mapa de precipitaciones máximas diarias para 25 años de periodo de retorno	42
Figura 12. Mapa de precipitaciones máximas diarias para 50 años de periodo de retorno	43
Figura 13. Mapa de precipitaciones máximas diarias para 100 años de periodo de retorno	43
Figura 14. Pluviogramas de diseño para 10 años de periodo de retorno	47
Figura 15. Hietogramas de diseño para 10 años de periodo de retorno	47
Figura 16. Redes de drenaje propuestas	48
Figura 17. Comparación de caudales flujo uniforme 10 años y flujo no permanente 10 años	58
Figura 18. Comparación de caudales flujo uniforme 10 años y flujo no permanente 25 años	58
Figura 19. Interpolación de costos de tubería colocada	71
Figura 20. Ajuste de distribución de valor extremo Tipo 1 Estación 73011 Sanatorio Durán	83
Figura 21. Ajuste de distribución de valor extremo Tipo 1 Estación 73112 San Blás	84
Figura 22. Ajuste de distribución de valor extremo Tipo 1 Estación 73104 Cóncavas	86

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional	13
Cuadro 2. Valores del Coeficiente de Gaukler-Manning para flujo en conductos cerrados.....	17
Cuadro 3. Valores del Coeficiente de rugosidad de Gaukler-Manning para escorrentía superficial. .	21
Cuadro 4. Alturas de encharcamiento para diferentes superficies.	22
Cuadro 5. Valores del número de curva para escorrentía.....	24
Cuadro 6. Características geométricas de las subcuencas	35
Cuadro 7. Uso futuro y cobertura máxima del suelo según el plan regulador de Oreamuno	38
Cuadro 8. Parámetros para infiltración y escorrentía	39
Cuadro 9. Precipitaciones máximas diarias según el periodo de retorno.	40
Cuadro 10. Precipitaciones máximas diarias estimadas según el periodo de retorno para Cot	44
Cuadro 11. Pluviogramas de diseño de acuerdo al periodo de retorno	45
Cuadro 12. Hietogramas de diseño de acuerdo al periodo de retorno	46
Cuadro 13. Distribución de tramos en las redes propuestas	49
Cuadro 14. Pozos de salida de cada subcuenca	50
Cuadro 15. Diseño en flujo uniforme: 10 años de periodo de retorno	52
Cuadro 16. Análisis en flujo no permanente: 10 años de periodo de retorno.....	55
Cuadro 17. Análisis en flujo no permanente: 25 años de periodo de retorno.....	56
Cuadro 18. Análisis en flujo no permanente: Periodo de retorno 10 años; opción mejorada 1.....	60
Cuadro 19. Tramos con sobrecarga para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 1	62
Cuadro 20. Pozos con inundación para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 1	63
Cuadro 21. Tramos con sobrecarga para precipitación de 100 años de periodo de retorno en opción mejorada 1	64
Cuadro 22. Pozos con inundación para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 1	65
Cuadro 23. Análisis en flujo no permanente: Periodo de retorno 25 años; opción mejorada 2.....	66
Cuadro 24. Tramos con sobrecarga para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 2	68
Cuadro 25. Pozos con inundación para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 2	68
Cuadro 26. Tramos con sobrecarga para precipitación de 100 años de periodo de retorno en opción mejorada 2	69
Cuadro 27. Pozos con inundación para precipitación de 100 años de periodo de retorno en opción mejorada 2	70

Cuadro 28. Costo por metro lineal colocado de tubería tipo RibLoc	71
Cuadro 29. Comparación de costos de las opciones analizadas	72
Cuadro 30. Ajuste de probabilidades para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73011 Sanatorio Durán.	81
Cuadro 31. Variables estadísticas para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73011 Sanatorio Durán.	82
Cuadro 32. Precipitaciones máximas diarias estimadas para distintos periodos de retorno para la estación 73011 Sanatorio Durán.	82
Cuadro 33. Ajuste de probabilidades para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73112 San Blás.	83
Cuadro 34. Variables estadísticas para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73112 San Blás.	84
Cuadro 35. Precipitaciones máximas diarias estimadas para distintos periodos de retorno para la estación 73112 San Blás.	84
Cuadro 36. Ajuste de probabilidades para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73104 Cóncavas.	85
Cuadro 37. Variables estadísticas para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73104 Cóncavas.	85
Cuadro 38. Precipitaciones máximas diarias estimadas para distintos periodos de retorno para la estación 73104 Cóncavas.	86
Cuadro 39. Área entre isoyetas para precipitación con un periodo de retorno de 10 años.....	87
Cuadro 40. Área entre isoyetas para precipitación con un periodo de retorno de 25 años.....	87
Cuadro 41. Área entre isoyetas para precipitación con un periodo de retorno de 50 años.....	87
Cuadro 42. Área entre isoyetas para precipitación con un periodo de retorno de 100 años.....	88
Cuadro 43. Pluviogramas característicos de la estación 73011 Sanatorio Durán	89
Cuadro 44. Pozos opción mejorada 1	93
Cuadro 45. Tramos opción mejorada 1.....	94
Cuadro 46. Pozos opción mejorada 2	96
Cuadro 47. Tramos opción mejorada 1.....	97

Miranda Matarrita, Juan Diego.

Análisis y mejoramiento del sistema de evacuación de aguas pluviales en el distrito de Cot de Oreamuno de Cartago.

Trabajo Final de Graduación – Ingeniería Civil – San José, C.R.:

J.D. Miranda M., 2015

vi, 77, [19]h; ils. Col. – 21 refs.

RESUMEN

Se propone diseñar hidráulicamente las estructuras de un sistema de evacuación de aguas pluviales para el distrito de Cot, y comparar la metodología de diseño clásica en flujo uniforme contra el análisis en flujo no permanente mediante el modelo numérico Storm Water Management Model (SWMM).

El proceso de diseño de las redes de drenaje se hizo utilizando el método racional y dimensionamiento de colectores en flujo uniforme para luego ser analizado en la condición de flujo no permanente mediante el programa SWMM.

El proceso de diseño mediante flujo uniforme, utilizando como modelo de precipitación-esorrentía el método racional, y su posterior análisis en flujo no permanente para 10 y 25 años de periodo de retorno, utilizando el modelo numérico SWMM, permitió la disminución de los diámetros de los colectores diseñados inicialmente, con lo cual se hicieron dos mejoras para el diseño inicial, una para 10 años de periodo de retorno y otra para 25 años. (J.D.M.)

Palabras claves: Sistema pluvial, Método racional, Storm Water Management Model.

Ing. Alberto Serrano Pacheco, PhD.

Escuela Ingeniería Civil

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del problema

La situación analizada en el presente proyecto radica en la solución al problema de la deficiente gestión de las aguas pluviales que actualmente tiene el distrito de Cot del cantón de Oreamuno de la provincia de Cartago.

La problemática mencionada anteriormente tiene múltiples factores que han ido intensificando las consecuencias producidas por los desbordamientos de las aguas pluviales en la época húmeda, factores que son expuestos por la Municipalidad de Oreamuno en su informe del año 2012 "*Mejoramiento de canalización de aguas en la Comunidad de Cot de Oreamuno*", documento en el cual proponen algunas obras para mitigar los efectos pero sin tener una solución integral del problema.

En este informe se menciona como uno de los principales factores el crecimiento poblacional acelerado, que ha provocado cambios en el uso del suelo para el desarrollo de urbanizaciones, sobre todo en la parte norte de Cot. Aunado a esto la construcción de infraestructura, como cunetas, cajas de registro o colocación de tuberías, sin la visión de un sistema pluvial integral, provoca que el elemento colocado sea rebasado en su capacidad lo que causa el desbordamiento sobre las carreteras y el deterioro debido a las altas velocidades que alcanza el agua una vez desbordada.

El problema del encausamiento de las aguas pluviales ha provocado que tanto la población y el ente responsable de su gestión, realicen obras para mitigar los efectos adversos mediante la construcción de algunas estructuras, como por ejemplo canales, pero de forma incompleta, con lo cual se pasa de tener una sección bien definida de concreto a un canal de tierra cuya sección es variable. Este problema puede apreciarse mediante las siguientes figuras.



Figura 1. Caja de concreto para unión de aguas pluviales.



Figura 2. Canal de tierra aguas abajo de la caja de concreto.

En la Figura 1 es posible observar el aspecto mencionado anteriormente pues se construyó al caja de concreto mostrada y aguas debajo de esta se dejó un canal de tierra que se observa en la Figura 2. En este caso el principal problema es la erosión del canal de tierra que ha provocado un aumento importante de la profundidad del mismo. También se puede observar en la Figura 2 que, aunque la fotografía fue tomada en un día seco de verano, hay caudal proveniente de aguas residuales, lo cual representa un problema de salud pública. El análisis de este problema no se realiza en este trabajo.

El factor que tiene mayor influencia en cuanto al desbordamiento de las aguas pluviales es el ingreso de la escorrentía generada por las zonas dedicadas a la agricultura que se encuentran fuera del cuadrante principal de Cot. Dicha escorrentía sobrepasa la capacidad de las cunetas de la Ruta #219 e ingresa al cuadrante mediante dos carreteras, puntos que serán analizados con mayor detalle en el desarrollo de las soluciones.

Debido a los factores y consecuencias expuestos anteriormente, existe la necesidad de realizar un estudio hidrológico-hidráulico que permita aproximar, de la manera más precisa, el dimensionamiento de las estructuras necesarias para una evacuación segura y eficiente de las aguas pluviales. Este análisis se realizara utilizando dos metodologías, la primera corresponde al uso del método racional y dimensionamiento de tuberías en flujo uniforme y la segunda corresponde al cálculo en régimen no permanente. Estas metodologías se explican con más detalle en el Capítulo 2.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Diseñar hidráulicamente las estructuras de un sistema de alcantarillado pluvial para el distrito de Cot de Oreamuno de Cartago

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar las características geomorfológicas, de uso del suelo, climáticas e hidrológicas de la microcuenca en estudio y las áreas de drenaje.
- Determinar las precipitaciones máximas diarias para 10, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno.
- Estimar por medio del método racional, caudales de diseño para un periodo de retorno de 10 años.
- Dimensionar, mediante flujo uniforme y permanente, las redes de drenaje, con la metodología de tubo lleno para un periodo de retorno de 10 años.
- Analizar, mediante el modelo numérico SWMM 5.0, en régimen no uniforme y no permanente, las redes de drenaje diseñadas anteriormente para 10 y 25 años de periodo de retorno.
- Realizar un mejoramiento hidráulico de las redes diseñadas para 10 y 25 años de periodo de retorno.
- Analizar las redes mejoradas para 50 y 100 años de periodo de retorno.
- Comparar, en aspecto económico e hidráulico, las opciones mejoradas para 10 y 25 años de periodo de retorno.
- Determinar la red de drenaje que mejor se adapta a las condiciones actuales de Cot.

1.3 Delimitación

La delimitación del problema se realiza definiendo los alcances y las limitaciones presentes al momento de realizar la investigación.

En cuanto a los alcances, la delimitación espacial de la zona de estudio es la que se define como zona urbana de Cot, ubicada en el cantón de Oreamuno en la provincia de Cartago, que se localiza dentro de las coordenadas CRTM05 512842m y 514402m Este y 1095160m y 1093475m Norte, específicamente limitada al este por el Río Paéz y al oeste por la ruta nacional #219. También se incluyen en el análisis dos áreas que se ubican al norte y oeste de la carretera #219. La delimitación de la zona de análisis se muestra en la Figura 3.

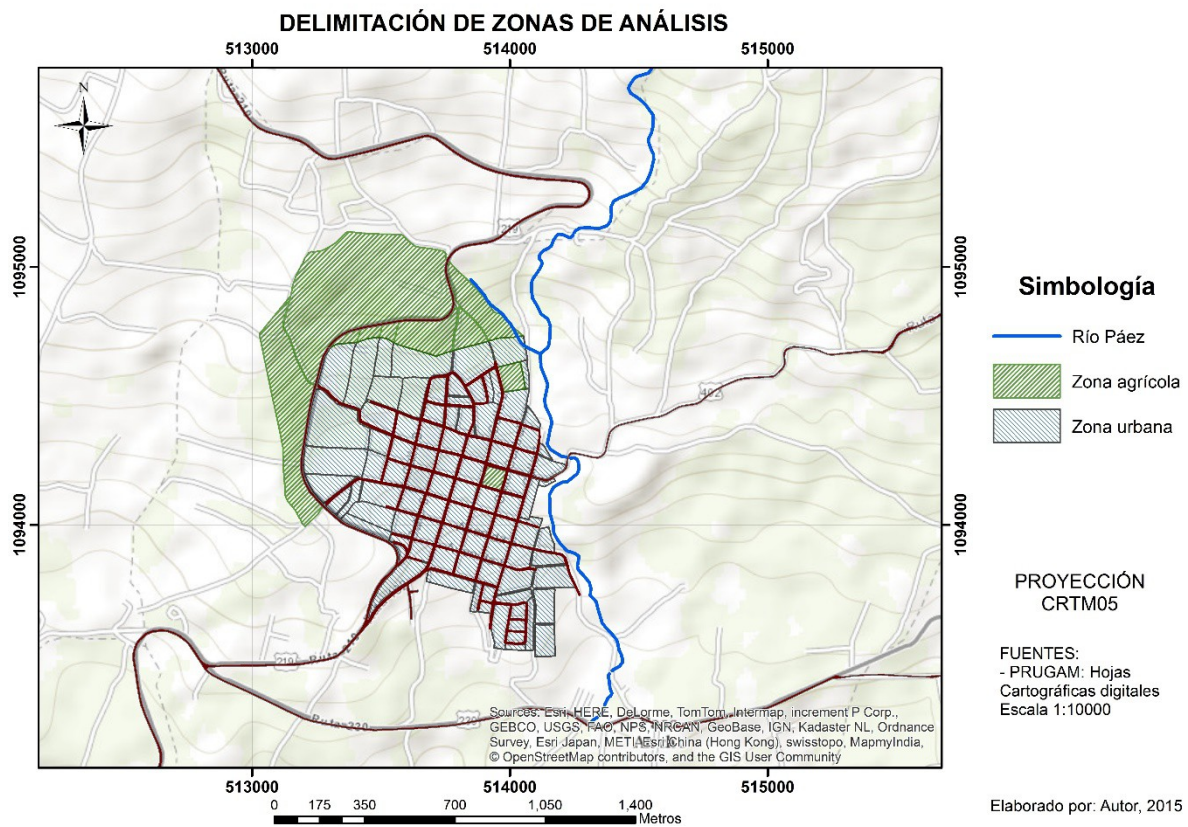


Figura 3. Delimitación geográfica de las zonas de drenaje de Cot.

Los diseños de las soluciones propuestas son de carácter hidráulico, por lo cual no se incluyen diseño estructural de las obras que se requieren. También solo se considera, para efecto de dimensionamiento de las estructuras caudales producto de la escorrentía pluvial, por lo cual no se consideran las cargas por aguas residuales, pues esto supondría el diseño de otro sistema, aparte del que se está diseñando en este proyecto.

Para efectos de comparación de las soluciones planteadas, la estimación de costos se hizo con costos suministrados por la Fundación Promotora de Vivienda (FUPROVI) por lo cual deben considerarse como una referencia para establecer la solución económicamente más factible y no para establecer precios finales de los costos de las mismas por lo que al momento de la construcción de la obra deberán realizarse los cálculos pertinentes para determinar los costos reales de la misma. De igual manera los costos obtenidos corresponden a tubería colocada que fueron interpolados parabólicamente, y no incluyen los demás costos inherentes a cualquier sistema nuevo de alcantarillado pluvial como lo son; la construcción de cunetas, contracuentas, tragantes, entre otros.

Una de las limitaciones que presenta dicho proyecto, y que tiene mucha relevancia en cuanto a los resultados que se pudieron haber obtenido en la simulación en flujo no permanente, es la falta del levantamiento de la infraestructura existente, pues el levantamiento topográfico realizado no lo incluía. Esta limitación implica que el sistema que se está proponiendo considere solo una parte de esta infraestructura que se identificó por medio de visitas de campo y conversaciones con los ingenieros municipales. La verificación de esta infraestructura debe realizarse al momento de realizar la construcción.

La falta de un registro de caudales del Río Paéz hace que la ubicación de los cabezales de desfogue y disipadores de energía deba ser inicialmente, por recomendación de los asesores, a 10 m de la línea centro del río. Por lo cual es necesario al momento de la confección de planos finales, elaborar el análisis hidrológico – hidráulico del Río Paéz con el fin de determinar la ubicación segura de las estructuras de salida.

1.4 Metodología

A continuación se describen los principales procedimientos empleados para la elaboración de este trabajo.

Para definir la zona de estudio se utilizó la cartografía digital de los mapas de uso de suelo en escala 1:100000 de Cot y Tierra Blanca, elaborados por el programa de Planificación Regional y Urbana del Gran Área Metropolitana (PRUGAM), de donde se extrajeron curvas de nivel con diferencias de nivel de 5 metros. Con esta topografía se estimaron principalmente las áreas de drenaje de uso agropecuario que se sitúan al norte y oeste de Cot. Luego con el levantamiento topográfico de curvas de nivel a cada metro se afinaron las áreas de drenaje del cuadrante principal utilizando las calles construidas.

Una vez delimitadas las áreas de drenajes se procedió con la caracterización para efectos del análisis hidrológico. En primera instancia se hizo de forma general de la subcuenca del Río Paéz utilizando la información suministrada por la Comisión para el ordenamiento y manejo de la Cuenca del Reventazón (COMCURE) y luego se caracterizaron las áreas obtenidas en el punto anterior.

Las características de las áreas de drenaje se obtuvieron usando el programa ArcGIS de ESRI®, que es un sistema de información geográfica (SIG), con el cual se calculó el área, perímetro, ancho y pendiente promedio de cada subcuenca.

Para la caracterización de la cobertura y uso de suelo se elaboraron mapas en ArcGIS usando la información del mapa de zonificación de Cot del Plan Regulador de Oreamuno, el cual establece los tipos de cobertura y sus porcentajes de zona verde. Esta información es comparada con los usos de suelos actuales que se obtienen de las imágenes satelitales de la zona obtenidas del Sistema Nacional de Información Territorial (SNIT).

Para obtener la precipitación máxima diaria de diseño se realizó primero un análisis estadístico de la información de precipitaciones máximas diarias brindadas por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) con lo que se obtuvieron las precipitación máximas diarias para 10, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno distinto. Luego se calcularon las precipitaciones máximas diarias de diseño o estimadas para la zona de estudio para los periodos de retorno analizados por medio de mapas de precipitación o isoyetas. Con las

precipitaciones máximas estimadas se procedió a realizar la distribución temporal de la precipitación usando los pluviogramas característicos obtenidos por Maroto (2011) para la estación 73011 Sanatorio Durán. Con esto se obtuvieron los pluviogramas de diseño para los distintos periodos de retorno analizados, luego los pluviogramas fueron transformados en hietogramas, es decir, variación de la intensidad en función del tiempo.

Para el método racional se utilizó la ecuación intensidad-duración-frecuencia de Cartago para obtener la intensidad de diseño para un periodo de retorno de 10 años.

Con la intensidad de diseño y la caracterización de las áreas de drenaje se calcularon los diámetros de las tuberías de las redes propuestas en flujo uniforme para el periodo de retorno de 10 años.

El diseño obtenido anteriormente fue analizado mediante el programa SWMM 5.0 en flujo no permanente para periodos de retorno de 10 y 25 años. Con este análisis se mejoró el diseño para 10 y para 25 años, ambos enfocados en la reducción de diámetros y disminución de profundidades de pozos.

Una vez mejoradas, las redes se analizaron para 50 y 100 años de periodo de retorno con el fin de determinar la opción que mejor se comporta ante dichos eventos extremos.

Se realizó una comparación de tipo económica en términos relativos y también de comportamiento hidráulico de las opciones mejoradas con el fin de determinar cuál de las dos se adapta mejor a las necesidades de la ciudad de Cot. Esta comparación también contempló el caso del ingreso a la red de drenaje de la esorrentía generada en el área externa del oeste de Cot.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1 Sistemas de alcantarillado pluvial: Definición, clasificación y componentes

Chow, Maidment y Mays (1994) afirman que un sistema de drenaje urbano o alcantarillado pluvial típico consta de dos tipos de elementos principales, elementos de localización y elementos de transferencia. Los elementos de localización son los lugares donde el agua es retenida y sufre cambios producto de procesos controlados por el hombre mientras que los elementos de transferencia conectan los elementos de localización lo que incluye los canales, tuberías alcantarillados y calles. La descarga del sistema se puede realizar en un cuerpo receptor pudiendo ser un río, lago, mar o un almacenamiento artificial como tanques de retención. La esquematización de un sistema de aguas pluviales se muestra en la Figura 4.

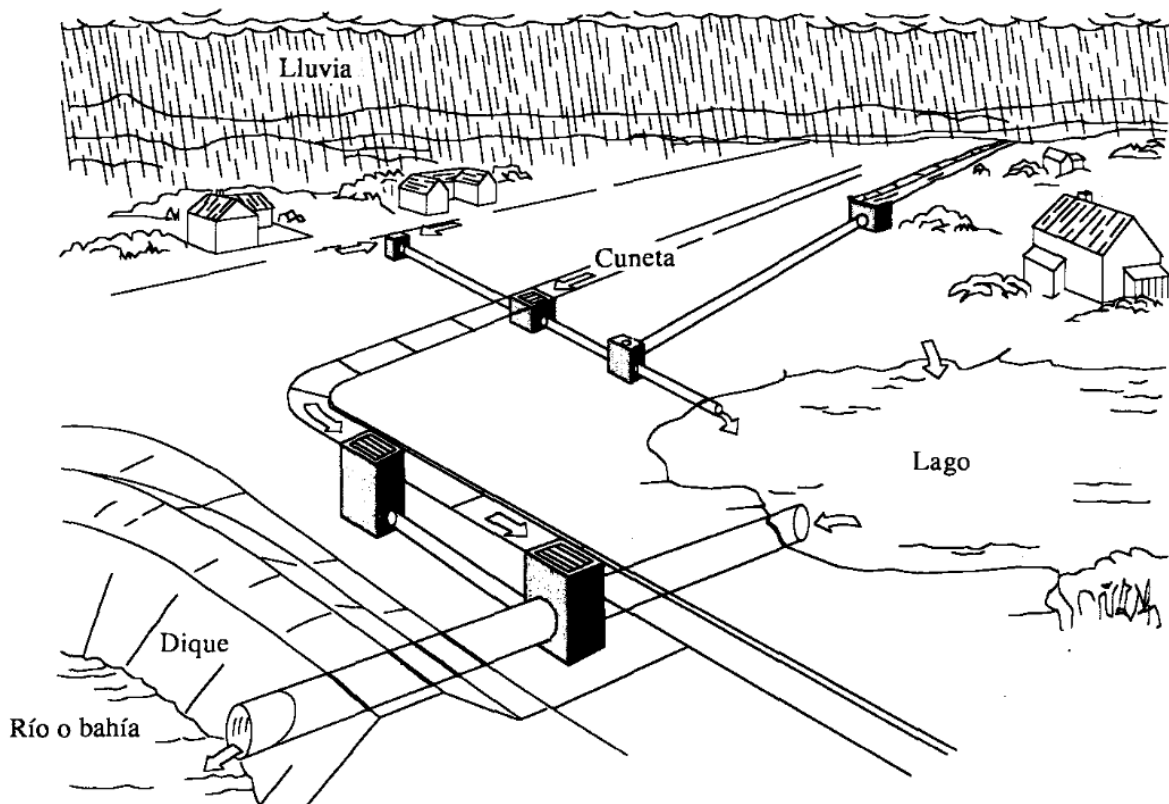


Figura 4. Sistema de drenaje urbano típico.

Fuente: Roesner, 1982.

Para López (2003) un sistema de alcantarillado se compone de un conjunto de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales y la escorrentía

superficial producto de la lluvia de una ciudad. Inicialmente el agua es captada en los sumideros o tragantes en las calles para ser introducidas a la red de tuberías que amplían su sección conforme aumenta el área de drenaje hasta llegar a depositar en un cuerpo receptor.

Los diseños de los alcantarillados pluviales siempre se han considerado para operar como flujo en canal abierto y no como conductos a presión, exceptuando casos especiales como sifones invertidos, por lo cual es necesario definir cuáles son los tipos de flujo que pueden ocurrir dentro de estos. Según Chow (1994) el flujo en canales abiertos puede ser clasificado teniendo en cuenta la variación de la profundidad del agua en función del tiempo y del espacio.

Cuando se utiliza el tiempo como criterio, la clasificación se puede hacer en flujo permanente cuando la profundidad del agua no varía o puede suponerse constante en el intervalo tiempo analizado mientras que en el flujo no permanente si hay una variación de la profundidad en tiempo. Generalmente en los problemas de canales abiertos se hace necesario solo estudiar la condición de flujo permanente, pues se mantienen caudales constantes a través del tramo del canal analizado, siendo este un flujo continuo.

Ahora cuando se considera el espacio como criterio para definir el tipo de flujo la clasificación puede hacerse en flujo uniforme si la profundidad del agua no varía en ninguna sección del conducto, y se dice que el flujo es variado cuando hay cambios de profundidad a lo largo del conducto.

De acuerdo con Chow (1994) un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, siendo el uniforme permanente el tipo de flujo fundamental en los problemas de hidráulica de canales abiertos en donde la profundidad del agua no cambia en el tiempo. La condición de flujo uniforme no permanente es prácticamente imposible, pues requeriría que la lámina de agua varié con el tiempo pero que se mantenga paralela al fondo del canal, por lo cual el uso del término flujo uniforme se usa para determinar el flujo uniforme permanente. De manera similar ocurre con el flujo variado, pues el para que ocurra flujo variado permanente, debe existir variación de la profundidad en el conducto manteniendo la profundidad constante con el tiempo, condición que es muy poco frecuente, por este motivo cuando se habla de flujo no permanente se refiere a la condición de flujo variado no permanente.

2.2 Diseño de alcantarillado pluvial: Flujo uniforme

Como se explicó anteriormente, para problemas de canales abiertos generalmente solo es necesario analizar el comportamiento del flujo bajo la condición permanente, es decir, se pueden diseñar para un caudal constante en el tiempo. Esta es la forma más extendida para el diseño de alcantarillados pluviales en la mayoría de países debido a su simplicidad y al hecho de que las dimensiones requeridas para los conductos determinan conforme se avanza en la red, mediante la suma de caudales a la entrada de cada conducto. En los siguientes apartados se muestran los métodos de cálculo usados para el diseño mediante la condición de flujo uniforme.

2.2.1 Modelo precipitación - escorrentía: Método racional

Para la estimación del caudal de escorrentía generado por un evento de precipitación, el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA) permite el uso del método racional siempre y cuando el área de drenaje sea menor a 3 km².

Según Chow et al. (1994) el método racional parte de la premisa de que si una lluvia con una intensidad i empieza en forma simultánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuara hasta que se llegue al tiempo de concentración t_c , en el cual toda la cuenca estará aportando al flujo en la salida. Se establece entonces que el caudal de entrada a la cuenca es el producto de la intensidad por el área, iA , y la relación entre el caudal de entrada y el caudal pico de salida, que ocurre en el instante t_c , es el coeficiente de escorrentía, C , cuyo valor oscila entre 0 y 1. El producto de caudal de entrada con el coeficiente de escorrentía es lo que se conoce como la formula racional presentada en la ecuación 2.1.

$$Q = \frac{C * i * A}{360} \quad Ec. 2.1$$

Donde Q es el caudal pico de salida (m³/s), C el coeficiente de escorrentía (adimensional), i es la intensidad de precipitación (mm/hr) y A el área de drenaje (Ha).

Cuando las áreas de drenaje o subcuencas presentan diferentes características en cuanto a cobertura y tipos de suelo, es necesario realizar la estimación del coeficiente ponderado que contemple dichas diferencias para aproximar de manera más precisa los caudales generados por las distintas áreas.

Aunque el método racional es, probablemente, el método más ampliamente usado para el diseño de los alcantarillados pluviales, en ocasiones se desconocen cuáles son los supuestos que permiten su aplicación. Chow et al. (1994) expone las suposiciones asociadas al método racional:

1. La tasa de escorrentía pico calculada en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración.
2. El tiempo de concentración empleado es el tiempo para que la escorrentía se establezca y fluya desde la parte más remota del área de drenaje hacia el punto de entrada del alcantarillado que se está diseñando.
3. La intensidad de la lluvia es constante durante toda la tormenta.

2.2.1.1 Coeficiente de escorrentía

Debido a que el uso del coeficiente de escorrentía establece una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para el área de drenaje, convierte esta variable en la menos precisa del método. La determinación de este valor puede ser muy subjetivo debido a las múltiples variables que la afectan, entre ellas, la pendiente, la vegetación, el grado de permeabilidad y de encharcamiento, entre otros. Cuando las subcuencas son áreas en su mayoría impermeables, los coeficientes suelen tener valores cercanos al 1, debido al alto porcentaje de lluvia que se transforma en escorrentía, mientras que los valores tienden a disminuir en cuencas con poco grado de impermeabilización, donde hay mayor infiltración.

En el Cuadro 1 se muestran valores de coeficientes sugeridos de acuerdo a las características de la superficie y del periodo de retorno.

Cuadro 1. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Característica de la superficie	Periodo de retorno						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0,73	0,77	0,81	0,86	0,9	0,95	1
Concreto / techo	0,75	0,8	0,83	0,88	0,92	0,97	1
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0- 2%	0,32	0,34	0,37	0,4	0,44	0,47	0,58
Promedio, 2-7%	0,37	0,4	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente, superior a 7%	0,4	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0- 2%	0,25	0,28	0,3	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2-7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente, superior a 7%	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53	0,6
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0- 2%	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Promedio, 2-7%	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente, superior a 7%	0,34	0,37	0,4	0,44	0,47	0,51	0,58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0,31	0,34	0,36	0,4	0,43	0,47	0,57
Promedio, 2 -7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,6
Pendiente, superior a 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0,25	0,28	0,3	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2 -7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente, superior a 7%	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53	0,6
Bosques							
Plano, 0-2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Promedio, 2 -7%	0,31	0,34	0,36	0,4	0,43	0,47	0,56
Pendiente, superior a 7%	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Fuente: Chow, 1994.

2.2.1.2 Intensidad de precipitación

Se define como la intensidad de precipitación i , la tasa promedio de lluvia por unidad de tiempo, generalmente expresada en milímetros por hora (mm/hr), definida para una subcuenca en particular.

Mediante el uso de ecuaciones de intensidad-duración-frecuencia (Curvas IDF) es posible relacionar la intensidad de un evento de precipitación con una duración y un periodo de retorno establecidos. La escogencia del periodo de retorno queda a criterio del diseñador, o se define de

acuerdo a normas establecidas para cada país. En el caso de Costa Rica, el AyA establece que el periodo de retorno no puede ser menor de 5 años.

La duración de la precipitación debe considerarse igual al tiempo de concentración t_c , debido a que es cuando toda la cuenca está contribuyendo al flujo en el punto de salida. En este caso el AyA define el tiempo de concentración como el tiempo de entrada más el tiempo de recorrido.

$$t_c = t_e + t_r \quad Ec. 2.2$$

Donde t_e que es el tiempo de entrada (min) es lo que tarda en llegar la gota que cae en el punto más alejado de la subcuenca al primer tragante y t_r es el tiempo de recorrido (min) dentro del conducto. Para el primer tramo de la red, el tiempo de concentración es igual al tiempo de entrada, y si el valor obtenido es menor a 10 minutos, deberá usarse este último valor.

El tiempo de entrada se puede obtener con alguna de las siguientes formulas.

$$t_e = 56,77 \frac{L^{1.155}}{h^{0.385}} Ec. 2.3$$

$$t_e = 4,3 \left(\frac{\ln}{g \sqrt{s}} \right)^{\frac{1}{2}} Ec. 2.4$$

La ecuación 2.3 se conoce como método de Kirpich, y se recomienda para cuencas pequeñas donde predomina el flujo por canal. Para esta fórmula L es la longitud del cauce principal (km) y h es la diferencia de elevación (m) entre el punto inicial del cauce y el punto final. La ecuación 2.4 es el método de Kerby, recomendado para cuencas pequeñas donde predomina el flujo superficial. En este caso L es la distancia al punto tributario más lejano (m), g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), s es la pendiente media (m/m) y n es un coeficiente de retardo de acuerdo al tipo de superficie.

El tiempo de recorrido se obtiene mediante la siguiente formula:

$$t_r = \frac{L}{60 * V} Ec. 2.5$$

Donde t_r es el tiempo de recorrido (min), L la Longitud del tramo (m) y V la velocidad a tubo lleno (m/s)

El valor del tiempo de concentración se va actualizando para cada tramo, tomando el tiempo de entrada actual como el tiempo de concentración anterior más el tiempo de tiempo de recorrido de ese mismo tramo, y así sucesivamente. Esta metodología conlleva a que el tiempo de concentración aumente conforme se avance en la red, lo cual implica una disminución de la intensidad de precipitación.

Cuando se ha definido el periodo de retorno y se estimó la duración de la precipitación, la intensidad se calcula usando alguna de las siguientes ecuaciones obtenidas por Vahrson, Alfaro y Araúz (1992), según la zona en que se encuentre el proyecto.

Alajuela:

$$i = 209,844 - 38,73 * \ln(t_c) + \left(42,614 - 24,604 * \ln(\ln(t_c)) \right) * \ln(TR) \text{ Ec. 2.6}$$

Cartago:

$$i = 156,892 - 28,46 * \ln(t_c) + \left(42,2027 - 8,073 * \ln(\ln(t_c)) \right) * \ln(TR) \text{ Ec. 2.7}$$

Liberia:

$$i = 200,556 - 35,9234 * \ln(t_c) + \left(44,133 - 7,4997 * \ln(\ln(t_c)) \right) * \ln(TR) \text{ Ec. 2.8}$$

Limón:

$$i = 155,0252 - 25,8865 * \ln(t_c) + \left(21,7857 - 3,1375 * \ln(\ln(t_c)) \right) * \ln(TR) \text{ Ec. 2.9}$$

Puntarenas:

$$i = 175,645 - 29,581 * \ln(t_c) + \left(43,0524 - 5,3213 * \ln(\ln(t_c)) \right) * \ln(TR) \text{ Ec. 2.10}$$

San José:

$$i = 166,097 - 29,6018 * \ln(t_c) + \left(20,3018 - 2,79158 * \ln(\ln(t_c)) \right) * \ln(TR) \text{ Ec. 2.11}$$

Para estas ecuaciones t_c corresponde al tiempo de concentración (min) y TR al periodo de retorno (años)

2.2.1.3 Área de drenaje

La delimitación de las áreas de drenaje de cuencas urbanas se realiza considerando tanto los elementos topográficos, curvas de nivel, como los elementos artificiales, carreteras, canales artificiales, puntos de entrada o tragantes, entre otros. Se deben establecer los usos y las coberturas de suelo actuales y futuras, así como sus características morfométricas, esto con el fin de asignar el valor de coeficiente de escorrentía que englobe de manera más precisa todos los efectos de intercepción, almacenamiento e infiltración que no se consideran en el método racional.

2.2.2 Cálculo hidráulico de tubería: Flujo Uniforme

En el diseño de las tuberías de un alcantarillado pluvial se hace la suposición de flujo en lámina libre, asumiendo flujo uniforme y permanente cuyas características fueron explicadas anteriormente. Según López (2003) bajo estas condiciones la lámina de agua es paralela al fondo de la tubería y la velocidad es constante en toda la longitud del tramo, es decir que la línea de energía es paralela al perfil de agua. Por esto el modelo de cálculo más utilizado para el diseño de los colectores es la ecuación de Gaukler-Manning:

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} \sqrt{S}}{n} \quad Ec. 2.12$$

Donde V es la velocidad media en la sección (m/s), R es el radio hidráulico (m), S la pendiente de la línea de energía (m/m) y n el Coeficiente de rugosidad de Gaukler-Manning (s/m^{1/3}).

La ecuación mostrada anteriormente puede usarse en términos del caudal y del diámetro de la tubería de sección circular, suponiendo la condición de flujo a tubo lleno pero no presurizado, con lo cual el radio hidráulico, que se define como el área entre el perímetro mojado, es $R=D/4$, y la pendiente de la línea de energía es igual a la pendiente del fondo de la tubería. Con las suposiciones anteriores la ecuación es:

$$Q = 0,312 \frac{D^{\frac{8}{3}} \sqrt{S}}{n} \quad Ec. 2.13$$

Despejando el diámetro de la tubería se obtiene:

$$D = 1,548 \left(\frac{nQ}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{8}} Ec. 2.14$$

Donde D es el diámetro interno de la tubería (m), Q el caudal de diseño (m³/s), S la pendiente del canal (m/m) y n el coeficiente de Gaukler-Manning (s/m^{1/3}).

Con la ecuación 2.14 es posible aproximar el diámetro mínimo requerido para transportar el caudal obtenido mediante el método racional, por lo cual se deberá seleccionar el diámetro comercial mayor que esté disponible en el material analizado.

Los valores del coeficiente de Gaukler-Manning dependen del material de la tubería. El manual del programa SWMM 5.0 v.E. recomienda los valores mostrados en el Cuadro 2 para usar en conductos cerrados.

Cuadro 2. Valores del Coeficiente de Gaukler-Manning para flujo en conductos cerrados.

Material del conducto	n
Fibrocemento	0,011 - 0,015
Ladrillo	0,013 - 0,017
Fundición con revestimiento de cemento y junta recubierta	0,011 - 0,015
Concreto (en bloques):	
Acabado liso	0,012 - 0,014
Acabado basto	0,015 - 0,017
Concreto (tubo)	0,011 - 0,015
Metal corrugado	
Sin revestimiento interior	0,022 - 0,026
Solera recubierta	0,018 - 0,022
Revestido de asfalto centrifugado	0,011 - 0,015
Tubería de plástico liso	0,011 - 0,015
Cerámica vitrificada (gres)	
tubería de gres	0,011 - 0,015
revestimiento por placas	0,013 - 0,017

Fuente: ASSCE, 1982. Tomado del Manual de SWMM 5.0 v.E.

Debido a que el diámetro que se debe utilizar es mayor que el diámetro obtenido mediante la ecuación 2.14, los cálculos de las propiedades hidráulicas se debe realizar usando las tablas de relaciones hidráulicas para tuberías parcialmente llenas (ver Anexo 1), las cuales relacionan las características a tubo lleno con las de tubo parcialmente lleno, permitiendo conocer el caudal, la velocidad, la profundidad del agua y la fuerza tractiva reales.

2.2.3 Normativa técnica para el diseño de alcantarillados pluviales del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados

La reglamentación técnica que rige el diseño de alcantarillados pluviales corresponde a las normas establecidas por el AyA, en el documento "Reglamentación Técnica para diseño y construcción de urbanizaciones y fraccionamientos", la cual se presentara a continuación a manera de resumen exponiendo las condiciones por las cuales se establece dicha norma.

El primer punto corresponde a la estimación del caudal de diseño, el cual se debe calcular, preferiblemente por medio del método racional, cuya metodología fue explicada en la sección 2.2.1.

En cuanto al cálculo hidráulico se establece que las tuberías deben ser diseñadas como conductos en escurrimiento libre, utilizando preferiblemente la fórmula de Manning la cual fue presentada en la sección 2.2.2.

La velocidad máxima es definida por un tema de durabilidad, es decir evitar la erosión de los conductos, por lo cual el AyA la define hasta 5 m/s bajo la condición de flujo a tubo lleno, aunque en el caso de tuberías de concreto la velocidad máxima recomendada por el fabricante es de 6 m/s mientras que para las tuberías de PVC es de hasta 10 m/s. Estas dos últimas velocidades son las que se utilizarán como criterio para el diseño de los conductos. Debe tenerse en cuenta que la velocidad máxima en un conducto circular ocurre cuando el tirante hidráulico es de aproximadamente 0,81 del diámetro, por lo cual, pueden haber instantes en los cuales la velocidad máxima en el conducto será mayor a los 5 m/s estimados para tubo lleno.

Para la velocidad mínima no se establece el limite explícitamente y en su lugar se fija el límite para la fuerza tractiva la cual no debe ser menor que $0,10 \text{ kg/m}^2$. Esta norma se establece para evitar el depósito de material sólido en las tuberías generando así el arrastre de los sólidos disueltos permitiendo una autolimpieza de los conductos.

La geometría de los conductos se establece circular con un diámetro nominal mínimo de 375 mm, un valor máximo del tirante hidráulico de 0,85 del diámetro y no se permite una disminución de diámetros en la dirección del flujo. También debe cumplirse que el número de

Froude sea menor que 0,9 o mayor que 1,1 esto con el fin de evitar que el escurrimiento ocurra en régimen crítico, pues este ocurre cuando el número es igual a 1,0.

Las profundidades máximas y mínimas se definen con respecto a la corona del tubo, siendo 3,60 m para la máxima y 1,50 para la mínima. La profundidad mínima no se establece de manera explícita, pues la norma constructiva establece que la corona del tubo pluvial debe estar 20 cm debajo de la tubería sanitaria, y esta a su vez 20 cm debajo de la tubería potable, la cual deberá tener la corona a 80 cm debajo de la rasante. Asumiendo los diámetros mínimos establecidos para cada tipo de tubería (100 mm para potable y 200 mm para sanitario) se obtiene que la corona de la tubería pluvial deberá estar a 1,50 m de la rasante de la carretera.

Para los pozos de registro se establece una separación máxima de 120 m en línea recta, y se deben colocar siempre que haya cambios de dirección, material, pendiente o intersecciones de varias tuberías. También se deben colocar tragantes de tal manera que la longitud del caño entre tragantes no sea mayor que 120 m y se establece su profundidad máxima en 0,90 m.

Aunque los pozos de registro corresponden a elementos muy importantes dentro de una red de drenaje, el diseño hidráulico de estos elementos no se considera dentro de la normativa propuesta por el AyA, estableciendo caídas mínimas según la dirección del flujo en el conducto posterior y la cantidad de colectores que llegan a un pozo. Estas caídas mínimas se explican a continuación:

- 0,03 m para pozos de paso sencillo (directo)
- 0,06 m para pozos en presencia de una caída lateral o curva
- 0,09 m para dos pasos laterales
- 0,09 m para un paso lateral y uno sencillo
- 0,012 m para un paso sencillo y dos laterales.

Debe tenerse en cuenta que al no considerar el diseño de los pozos no es posible conocer su comportamiento hidráulico, es decir, no se podrá conocer cuál es la altura que alcanzara el agua dentro del pozo ni si este entrara en carga limitando la capacidad de las tuberías que confluyen en ese pozo.

2.3 Análisis del alcantarillado pluvial: EPA-SWMM 5.0; Flujo no permanente

Es evidente que el proceso de escorrentía de un área de drenaje tiene variación del caudal conforme transcurre el tiempo y la precipitación varía. Es por eso que un sistema que no contemple la variable del tiempo en su análisis no está reflejando con la mayor fidelidad lo que ocurre en la realidad.

El programa para la gestión de aguas pluviales Storm Water Management Model o SWMM por sus siglas en inglés, es un modelo numérico desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (US-EPA, U.S. Environmental Protection Agency), que permite la simulación de los procesos hidrológicos e hidráulicos de un sistema de drenaje urbano tanto para régimen permanente como para régimen no permanente, pudiendo representar la variación del flujo en la red para un evento de precipitación en particular o para una serie de eventos.

A continuación se hace una descripción de los procesos de cálculo que realiza el programa para la estimación de la escorrentía superficial y los modelos de propagación del flujo en la red de drenaje.

2.3.1 Modelo precipitación - escorrentía: Modelo de depósito no lineal

La escorrentía superficial que se produce en cada subcuenca es calculada por SWMM 5.0 asumiendo que se comportan como un depósito no lineal, el cual es un modelo "agregado" que aplica la ecuación de Conservación de la Masa y una ecuación tipo Onda Cinemática para calcular el caudal de escorrentía superficial a la salida de cada subcuenca. La esquematización del modelo del depósito no lineal se muestra en la Figura 5.

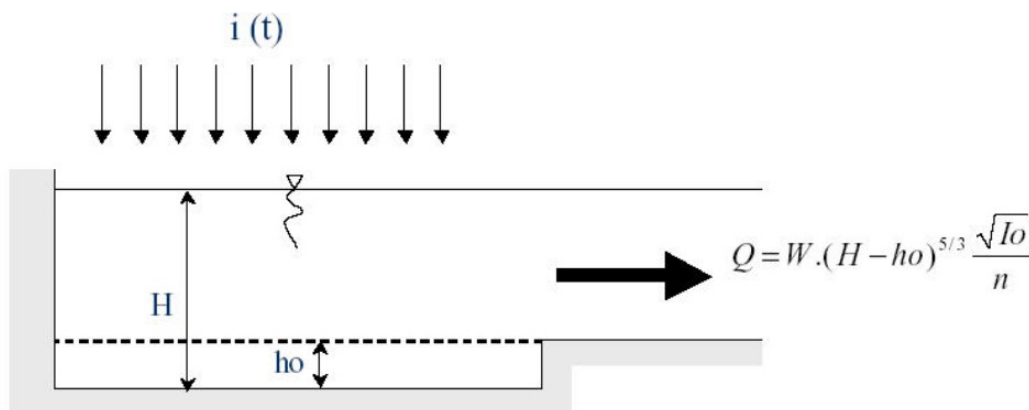


Figura 5. Esquemmatización del modelo de depósito aplicado en SWMM 5.0.

Fuente: Gómez, 2007.

De acuerdo con Gómez (2007) mediante la esquematización mostrada anteriormente, la zona de estudio está regida por una ecuación de equilibrio de masa que es función de los caudales de entrada y salida con la correspondiente variación del almacenamiento:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad Ec. 2.15$$

En donde I corresponde al caudal (m^3/s) aportado por la precipitación caída sobre la superficie de la subcuenca de área A , Q es el caudal de escorrentía generado (m^3/s) y dS/dt el cambio en el almacenamiento (m^3/s) o retención dentro del área.

En la ecuación anterior, el único término conocido es el caudal de entrada, I , por lo que para poder resolverla se recurre a una relación entre el caudal de escorrentía y la variación en el almacenamiento. Es aquí donde el modelo SWMM 5.0 utiliza una relación entre el caudal de salida y el nivel de agua en el depósito ficticio, proponiendo una metodología que está relacionada con las aproximaciones de onda cinemática, donde supone que la subcuenca, definida a partir de su área, pendiente, rugosidad superficial, tiene un comportamiento tipo depósito. Se tiene en cuenta que al asumir cierta abstracción inicial, no se producirá escorrentía hasta que se haya producido cierta precipitación umbral y el término del caudal de salida del depósito se expresa asumiendo que el nivel de agua disponible para generar caudal de escorrentía $(H - h_0)$ coincide con el calado normal. Por lo cual se tendría:

$$A * i(t) - 0.5 * (Q_{i+1} + Q_i) = A \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} E_c \quad 2.16$$

Desarrollando los términos del caudal según la condición de calado normal:

$$A * i(t) - 0.5 * \left(\frac{W * (H_{i+1} - h_0)^{\frac{5}{3}} * \sqrt{I_0}}{n} + \frac{W * (H_i - h_0)^{\frac{5}{3}} * \sqrt{I_0}}{n} \right) = A \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} E_c \quad 2.17$$

Donde A es el área de la subcuenca (m²), i(t) la intensidad de precipitación (mm/hr), W el ancho de la subcuenca (m), H la altura de agua en la subcuenca (mm), h₀ la abstracción inicial de la subcuenca (mm), I₀ la pendiente media de la subcuenca (%) y n el coeficiente de rugosidad superficial (s/m^{1/3}).

La Ecuación 2.17 se resuelve mediante métodos numéricos, actualizando los valores del nivel de agua y el caudal de aportación correspondiente. Los parámetros de ajuste que recomienda el modelo son el ancho de la subcuenca W y el coeficiente de rugosidad n.

En cuanto al coeficiente de rugosidad superficial el manual de usuario sugiere valores típicos de este parámetro con el fin de guiar al diseñador cuando no cuenta con ellos. Estos valores se muestran en el Cuadro 3.

Cuadro 3. Valores del Coeficiente de rugosidad de Gaukler-Manning para escorrentía superficial.

Superficies impermeables		Superficies permeables	
Tipo de superficie	N de Gaukler-Manning	Tipo de superficie	N de Gaukler-Manning
Asfalto liso	0,011	Suelo desierto	0,050
Concreto liso	0,012	Suelo cultivado	0,130
Concreto ordinario	0,013	Pasto corto	0,150
Arcilla vitrificada	0,015	Pasto denso	0,240

Fuente: McCuen, 1996. Tomado de Manual SWMM 5.0 v.E.

En el caso de las abstracciones iniciales el manual de usuario de SWMM 5.0 recomienda los valores mostrados en el Cuadro 4.

Cuadro 4. Alturas de encharcamiento para diferentes superficies.

Superficie	Altura de encharcamiento
Superficie impermeable	1 mm - 5 mm
Césped	2,5 mm - 5 mm
Pasto	5 mm
Follaje	7,5 mm

Fuente: ASCE, 1982. Tomado de Manual SWMM 5.0 v.E.

La escogencia de alguno de los valores mostrados en los cuadros anteriores, y en general del modelo de la subcuenca, dependerá de la experiencia del diseñador o de la información que tenga disponible, pues estos pueden tomarse como parámetros para ajustar la respuesta del modelo. Por ejemplo, el coeficiente de rugosidad de Manning producirá, para valores elevados, un caudal pico menor. De igual forma ocurrirá con los parámetros como la pendiente y el ancho de la subcuenca. Para efectos de este proyecto se tomaran valores que generen mayores caudales, sin considerar un análisis de sensibilidad o calibración del modelo, pues requieren de un conocimiento muy elevado de las características de la cuenca.

En cuanto a los procesos de infiltración, el programa permite usar alguno de los siguientes modelos; Horton, Green-Ampt y el Método de Numero de Curva del SCS. Para efectos del presente trabajo se hará una explicación breve del método de número de curva, pues es el que será utilizado.

El método del número de curva fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS por sus siglas en ingles), actualmente conocido como Servicio de Conservación de Recursos Naturales (NRCS de las siglas en ingles), y se trata de un modelo global de pérdidas de precipitación, aunque SWMM 5.0 lo incluye en el apartado de infiltración. Las ecuaciones usadas en este modelo son las siguientes:

$$P_e = P - I_a - S' Ec \quad .2.18$$

Donde P_e corresponde al volumen de agua de escorrentía o precipitación efectiva (mm) en el instante t , P es el volumen de agua precipitado (mm), I_a es la abstracción inicial (mm) que debe cumplirse para iniciarse el proceso de escorrentía y S' es el volumen de agua infiltrado (mm). El método propone una relación empírica, basada en numerosas observaciones de cuencas instrumentadas por el SCS:

$$\frac{S'}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} Ec \quad .2.19$$

En este caso S es la capacidad máxima de retención (mm). Con la combinación de las dos expresiones anteriores se obtiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} E_c \quad 2.20$$

El método clasifica el tipo de terreno asignándoles un número de curva (CN), que mediante las siguientes formulas permite reducir el número de incógnitas.

$$S = 25,4 \left(\frac{100}{CN} - 10 \right) E_c \quad 2.21$$

$$I_a = 0,2 S E_c \quad 2.22$$

Los valores de números de curva están en el rango de 0 a 100, en función de la composición mineralógica del terreno, mediante clases A, B, C, y D según sean suelos permeables (tipo A) o más impermeables (tipo D) y una serie de ocupaciones del terreno. Bajo esta clasificación los terrenos con capacidad de retención prácticamente infinita tendrán números de curva de 0 mientras que los terrenos completamente impermeables o infiltración casi nula tendrán valores cercanos a 100. En el Cuadro 5 se muestran valores de números de curva recomendados.

En cuanto a la abstracción inicial I_a , muchos datos de campo de diferentes cuencas, indica que esta relación oscila entre $0,1S$ y $0,3S$, por lo cual se recomienda, en el caso de no tener información acerca de este valor, usar la aproximación mostrada en la ecuación 2.22. Debe tenerse en cuenta que esta abstracción inicial es similar en concepto a la pérdida en depresiones propias del modelo de precipitación - escorrentía expuesto usado por el programa SWMM 5.0, por lo cual es frecuente que el procedimiento de número de curva solo se aplique a la parte permeable de la subcuenca, sin almacenamiento en depresiones, mientras que sobre la parte de área impermeable no se calculan pérdidas por infiltración y se consideran únicamente pérdidas debido al almacenamiento en depresiones.

Cuadro 5. Valores del número de curva para escorrentía.

Descripción del Uso del Suelo	Tipo de Suelos			
	A	B	C	D
Tierra cultivada				
Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastos y prados				
En malas condiciones	68	79	86	89
En buenas condiciones	39	61	74	80
Pradera				
En buenas condiciones	30	58	71	78
Terreno boscoso				
Poco denso, cubierta forestal pobre o inexistente	45	66	77	83
Buena cubierta forestal ³	25	55	70	77
Espacios abiertos (césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.)				
En buenas condiciones (75% o más de hierba)	39	61	74	80
En pobres condiciones (50-75% de hierba)	49	69	79	84
Zonas comerciales (85% impermeable)	89	92	94	95
Polígonos industriales (72% impermeable)	81	88	91	93
Zona residencial				
Tamaño medio de la parcela ⁵ (% Impermeabilidad ⁶)				
< 500 m ² (65%)	77	85	90	92
1000 m ² (38%)	61	75	83	87
1500 m ² (30%)	57	72	81	86
2000 m ² (25%)	54	70	80	85
4000 m ² (20%)	51	68	79	84
Aparcamientos pavimentados, tejados, caminos, asfaltados, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras				
Pavimentados, con cunetas y colectores de drenaje	98	98	98	98
Caminos de grava	76	85	89	91
Sucios	72	82	87	89

Fuente: Servicio de Conservación de Suelos, 1986. Tomado de Manual SWMM 5.0 v.E.

2.3.2 Modelos de propagación del flujo en la red

Cuando se desea realizar una representación del movimiento del agua en la naturaleza con la mayor precisión posible, particularmente cuando ocurren lluvias en cuencas urbanas, debe tenerse en consideración la variación del caudal con el tiempo, lo cual se conoce como flujo no permanente. Gómez (2007) señala que las hipótesis básicas usadas para describir el movimiento en régimen no permanente son las siguientes:

- Se asume flujo de tipo unidimensional, donde solo se considera la velocidad del agua en la dirección del flujo, esto debido a que las dimensiones de los conductos de los alcantarillados permiten despreciar las demás componentes de la velocidad.
- Se suponen pendientes de los colectores pequeñas o reducidas de tal forma que si el ángulo de la pendiente es θ entonces $\cos(\theta) \approx 1$.
- La distribución de velocidades en cada sección es uniforme, con lo cual se desprecian las variaciones transversales de la velocidad.
- La curvatura de la lámina de agua es reducida por lo que se acepta la distribución hidrostática de presiones.
- Las pérdidas de energía se representan con las mismas expresiones de régimen permanente.

Teniendo en cuenta las hipótesis presentadas anteriormente, para la descripción del flujo no permanente se aplican las ecuaciones de continuidad o conservación de la masa junto con la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento, cuyas expresiones tienen la siguiente forma:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{b} \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \text{ Ec. 2.23}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(I_0 - I_f) = 0 \text{ Ec. 2.24}$$

Donde v es la velocidad del agua en la sección (m/s), y el nivel de agua o calado en la sección (m), A la sección transversal del conducto ocupada por el flujo (m²), b el ancho superficial del agua (m), g la aceleración de la gravedad (m/s²), I_0 la pendiente del fondo del conducto (m/m),

I_f la pendiente de la línea de energía (m/m), x la abscisa a lo largo del conducto (m) y t el tiempo (s).

La ecuación 2.23, conocida como la ecuación de la continuidad, representa que el balance entre lo que entra y sale de un volumen de control es igual al cambio en el almacenamiento, mientras que la ecuación 2.24, de conservación de la cantidad de movimiento, representa el balance entre todas las fuerzas actuantes, siendo estas, fuerzas de inercia, fuerzas de presión, fuerzas gravitacionales y fuerzas de disipación de energía por fricción.

Las expresiones matemáticas anteriores fueron deducidas por A.J.C. Barré de Saint-Venant en 1871 y representan el caso más general del movimiento, englobando todas las descripciones del movimiento en lámina libre y en particular del movimiento en régimen permanente.

Debido a la complejidad de estas ecuaciones, la solución analítica no existe, por lo cual debe aproximarse su solución mediante métodos numéricos. En este caso el programa SWMM 5.0 utiliza un esquema numérico de solución tipo diferencias finitas explícitas, debido a que su formulación es más sencilla, pero que requiere trabajar con intervalos de tiempo más cortos para asegurar la estabilidad de la solución numérica

Como se mencionó anteriormente, con la solución completa de las ecuaciones de Saint-Venant se obtienen los resultados físicamente más realistas, pues es el caso más general para la descripción del flujo no permanente, pero debe tenerse en cuenta que por el mismo método numérico utilizado por el programa y considerando el tamaño de la red y el periodo que se quiera simular, la solución completa podría requerir mucho tiempo y recursos. Es por esto que el programa SWMM 5.0 nos permite elegir entre tres opciones de cálculo hidráulico para una red de drenaje, según sea las necesidades de simulación y resultados esperados. A continuación se hace una descripción de las tres opciones y sus principales ventajas.

La primera corresponde al Steady Flow Routing o Régimen permanente, consiste en asumir que en cada intervalo de tiempo de cálculo las condiciones del flujo no cambian, con lo cual en cada conducto se traslada, con un cierto retardo y cambio en el aspecto, el hidrograma de entrada en el nodo de aguas arriba hacia el nodo final del conducto o nodo aguas abajo, por eso los efectos de propagación y laminación de caudales así como los resaltos hidráulicos no son considerados. Esta debe considerarse como una opción de cálculo preliminar o para simulaciones continuas y con escalas de tiempo grandes.

La segunda opción corresponde a la Onda Cinemática o Kinematic Wave Routing, la cual si considera la variabilidad temporal del flujo. Este método resuelve la ecuación de la Conservación de la Masa junto con una forma simplificada de la ecuación de Conservación de la Cantidad de Movimiento, en donde solo se consideran las componentes de gravedad y fricción y considerando la que la pendiente de la superficie libre del agua es igual a la pendiente del fondo del canal. Se determina así que el caudal máximo que puede fluir por la tubería es el caudal a tubo lleno determinado con la ecuación de Manning, por lo cual un caudal mayor a ese valor en el nudo de entrada se pierde del sistema o puede permanecer en la parte superior del nudo y entrar nuevamente cuando la capacidad del conducto lo permita.

Este modelo, de onda cinemática, permite que el caudal y el área de la sección varíen tanto espacial como temporalmente en los conductos, lo cual origina una cierta atenuación y retraso de los hidrogramas de salida con respecto a los de entrada en los conductos. Sin embargo, este modelo aún no considera efectos como el resalto hidráulico, pérdidas locales, flujo inverso o flujo presurizado.

El tercero de estos métodos consiste en la resolución de las ecuaciones de Saint Venant (Conservación de la Masa o Continuidad y Cantidad de Movimiento), denominado como método de la Onda Dinámica o Dynamic Wave Routing, por lo cual genera teóricamente los resultados más precisos, implicando un mayor tiempo de proceso computacional.

De acuerdo con Gómez (2007) al resolverse las ecuaciones deducidas por Saint-Venant en sus formas completas, se consideran todas las fuerzas actuantes, simulando los efectos de laminación, almacenamiento en los conductos, resaltos hidráulicos, condiciones de contorno aguas abajo, flujo inverso y flujo presurizado en los conductos de forma que es posible obtener caudales mayores al caudal calculado en superficie libre. Con las condiciones anteriores es posible utilizar este modelo de cálculo para cualquier tipo de configuración de la red, sean ramificadas o malladas.

Las ecuaciones 2.23 y 2.24 pueden presentarse en términos del caudal y de la sección transversal del conducto:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad Ec. 2.25$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA I_f + gA h_l = 0 \text{ Ec. 2.26}$$

En las ecuaciones anteriores Q corresponde al caudal (m³/s), A es la sección transversal (m²), H el nivel de la lámina de agua dentro del conducto (m) y h_l son las perdidas localizadas (m). Cuando estas ecuaciones se combinan se obtiene la ecuación 2.27, que es la que SWMM 5.0 resuelve para todos los conductos en cada intervalo de tiempo.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA I_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \text{ Ec. 2.27}$$

El valor del término correspondiente a la pendiente de fricción es obtenido mediante la ecuación de Gaukler-Manning. Dado que se obtiene una sola ecuación y más de dos incógnitas es necesario aplicar la ecuación de continuidad en los nodos para cada intervalo:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q}{A_s} \text{ Ec. 2.28}$$

El valor de A_s corresponde al área del nodo en planta (m²), entendiéndose como el área en planta del pozo más mitad de la longitud de los conductos que confluyen en ese nodo, pudiendo así, simular depósitos en la red. La esquematización anterior puede observarse en la Figura 6.

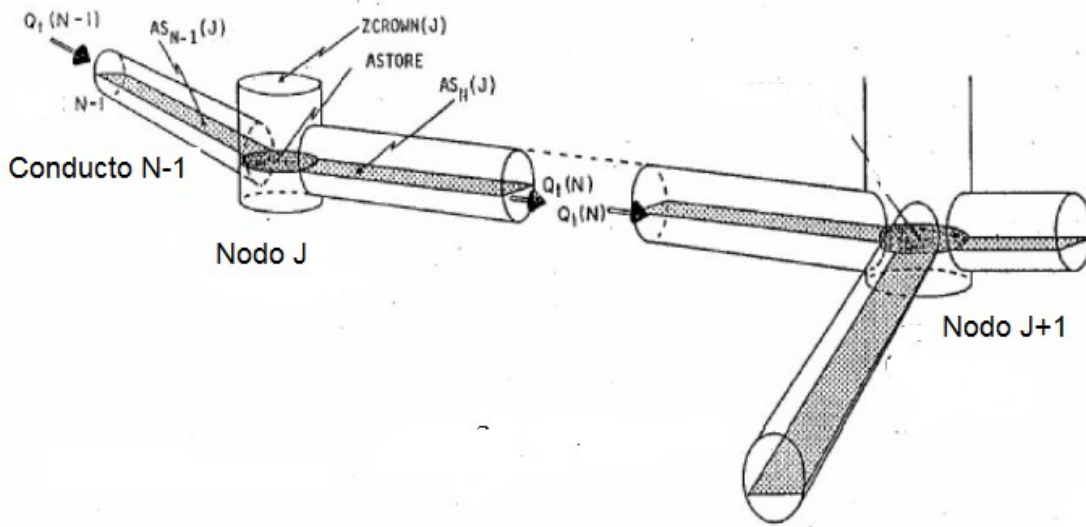


Figura 6. Representación conceptual de la modelación de la red en SWMM 5.0.

Fuente: Gómez, 2007.

La solución de las dos ecuaciones anteriores se realiza de forma secuencial para determinar el flujo en cada conducto y la profundidad en cada nudo, mediante el esquema de Euler modificado, un método en diferencias finitas explícitas que resulta más fácil de formular pero requiere trabajar con incrementos de tiempo de cálculo pequeños, del orden del minuto, con el fin de asegurar la estabilidad numérica. Dicha estabilidad numérica es determinada mediante dos condiciones, la primera corresponde a la condición de Courant, en la cual el incremento de tiempo está limitado al tiempo necesario para que una onda dinámica se propague en la longitud del conducto, lo que se expresa matemáticamente así;

$$\Delta t = \frac{L}{\sqrt{g * D}} \quad Ec. 2.29$$

Donde L es la longitud del conducto (m), Δt el incremento de tiempo (s), D es el calado máximo del conducto (m) y g la aceleración de la gravedad (m/s^2).

Esta condición la aplica en los conductos mientras que la condición aplicada sobre los nodos, con la intención de limitar el aumento de nivel en intervalo de tiempo, es:

$$\Delta t = 0,1 * A_s \frac{\Delta H_{max}}{\sum Q} \quad Ec. 2.30$$

Donde ΔH_{max} es la elevación máxima del agua (m) en el tiempo Δt (s) y $\sum Q$ el flujo neto de entrada al nodo (m³/s).

2.4 Análisis estadístico de datos de precipitación máxima diaria

Para la obtención de las precipitaciones máximas diarias para distintos periodos de retorno es necesario ajustar los datos medidos en las estaciones a una distribución de probabilidades de valores extremos. Según Chow (1994) existen tres formas asintóticas para las distribuciones de valores extremos conocidas como Tipo I, Tipo II y Tipo III. En este caso se expondrán las expresiones deducidas para la distribución extrema Tipo I también conocida como distribución Gumbel.

La magnitud x_T de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media \bar{x} más una desviación estándar de la variable con respecto a la media, tal y como se observa en la ecuación 2.31.

$$x_t = \bar{x} + \Delta x_T Ec. 2.31$$

La desviación con respecto a la media puede tomarse como la desviación estándar S_x por un factor de frecuencia K_{TR} , que es función del periodo de retorno y del tipo de distribución de probabilidad usada en el análisis. Por lo tanto, la ecuación 2.31 precipitación según la ecuación 2.32.

$$P_{\text{Máxima diaria}} = \dot{p} + K_{TR} * S_x \text{ Ec. 2.32}$$

Donde $P_{\text{máxima diaria}}$ es la precipitación máxima diaria calculada para un periodo de retorno dado, \dot{p} es la precipitación promedio de la serie analizada.

Para una distribución dada el factor de frecuencia puede determinarse en una relación entre el factor de frecuencia y el periodo de retorno. Para el caso de la distribución de valor extremo tipo I, Chow (1953) dedujo la expresión:

$$K_{TR} = \frac{-\sqrt{6}}{\pi} \left(0.5772 + \ln \left(\ln \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right) \right) \text{ Ec. 2.32}$$

Donde T_R es el periodo de retorno en años, y K_{TR} es el factor de frecuencia de ese periodo de retorno.

Según Chow (1994) para hacer una verificación de que la distribución de probabilidad se ajusta a un conjunto de datos de datos hidrológicos, estos puede graficarse en un papel de probabilidad diseñado especialmente o utilizando una escala de traficación que linealice la función de distribución.

Las posiciones de traficación se refieren al valor de la probabilidad asignada a cada uno de los datos que van a graficarse, para lo cual se han propuesto numerosos métodos, la mayoría empíricos. La expresión que engloba la mayor parte de las fórmulas de posición de graficación es:

$$P(x \geq x_m) = \frac{m-b}{n+1-2b} \text{ Ec. 2.33}$$

Donde b es un parámetro que puede adoptar distintos valores de acuerdo al método que se utilice. Para la fórmula de Hazen $b=0,5$, $b=0,3$ para la fórmula de Chegodayev, $b=0$ para la de Weibull, $b=3/8$ para Blom, $b=1/3$ para la de Tukey y $b=0,44$ para la de Gringorten.

De acuerdo con Cunanne (1978) para datos normalmente distribuidos la posición de graficación que está bastante cercana a no ser sesgada es la de Blom ($b=3/8$), mientras que si los datos se distribuyen de acuerdo a una de valor extremo tipo I la fórmula de Gringorten ($b=0,44$) es la mejor. Debido a que la distribución utilizada en este proyecto es el de valor extremo tipo I o Gumbel, la posición de graficación que se usa corresponde a:

$$P(x \geq x_m) = \frac{m-0.44}{n+0.12} Ec. 2.34$$

$$T_{r \text{ empirico}} = \frac{n+0.12}{m-0.44} Ec. 2.35$$

Cuando la serie de datos ha sido identificada, ordenada y las posiciones de graficación calculadas, se puede elaborar una gráfica de magnitud versus probabilidad o periodo de retorno para ajustar gráficamente una distribución de probabilidad.

Capítulo 3. CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Para la realización de estudios de tipo hidrológico es necesario hacer una descripción de las principales características climáticas, geológica, geomorfológicas, de uso, cobertura y tipo de suelo, esto con el fin de poder conocer la respuesta hidrológica de la subcuenca ante eventos de precipitación. A continuación se hará una caracterización rápida de los elementos mencionados anteriormente.

3.1 Caracterización de la subcuenca del Rio Paéz – Birrisito - Cachí

La subcuenca del Rio Paéz está contemplada dentro de la cuenca del Rio Reventazón, la cual ha sido objeto de constantes estudios por parte de la COMCURE, por lo cual en esta sección se hará una recopilación de los aspectos hidrológicos, geológicos, geomorfológicos, de uso del suelo y climatológicos presentados por la COMCURE.

Dentro de los productos presentados en el estudio “Plan de manejo de la cuenca del Reventazón”, la COMCURE, realizó una caracterización a nivel de subcuencas, presentado como estudios de diagnóstico, cuya separación se realiza en los aspectos mencionados anteriormente. La subcuenca analizada que incluye la zona de estudio de este proyecto corresponde a la denominada como Subcuenca Paéz – Birrisito – Cachí.

3.1.1 Caracterización geológica

La parte alta y media de esta subcuenca, que corresponde a la subcuenca del Rio Paéz, tiene la presencia de lahares, flujos de barro y conglomerados volcánicos meteorizados.

En la parte alta y media del Rio Paéz, específicamente en su vertiente oeste hay mayor presencia de lavas andesíticas y andesítica-basáltica intercaladas con material piroclástico (ceniza, toba lapílica, autobrechas, aglomerados y lahares). En la vertiente oeste y mayor parte de la subcuenca del Rio Birrisito predominan coladas de lava en forma de bloques augítica y andesita olivino-augita. Debido a las características de la geología presentada anteriormente la subcuenca alta y media tienen condiciones de alta tasa de infiltración y acumulación de agua funcionando como una subcuenca productora, especialmente hacia la parte baja de la subcuenca.

Quizás el parámetro que más ayuda a comprender el alto grado de infiltración de esta subcuenca es el índice de drenaje, pues de todas las subcuencas que pertenecen a la cuenca del Reventazón, esta es la que tiene menor valor. Este es un aspecto muy importante para poder definir un grupo hidrológico al tipo de suelo para determinar el número de curva de cada cobertura.

3.1.2 Caracterización geomorfológica y erosión

La subcuenca Paéz – Birrisito – Cachi, produce el 10% de los sedimentos generados en la cuenca del Reventazón, reflejando su efecto en el embalse de Cachi.

Debido a esto se ha definido como una de las áreas más críticas la parte alta de la cuenca, que se ha clasificado como una zona de riesgo de erosión en masa muy severo y zona de cultivos anuales y pastos sobre-explotados, donde el poblado de Cot es considerado por la Comisión Nacional de Emergencias (CNE) como uno de los más amenazados.

3.1.3 Caracterización de uso de suelos

Según la Comcure, esta subcuenca posee un 24,4% de su área para capacidad de uso agrícola, 24,5% para reforestación comercial o cultivos perenes, 17,8% deben destinarse a regeneración natural o manejo forestal y 4% a protección, dejando así solo un 0,2% como áreas protegidas.

La distribución de los usos actuales es la siguiente, 24% de bosques y charrales, 15% de cultivos anuales y un 8% de cultivos perenes, el 53% restante se distribuye entre uso urbano, zonas verdes y otros.

3.1.4 Caracterización climática

Esta subcuenca presenta varios tipos de precipitación que varían según la época del año y del comportamiento de los vientos alisios del noreste. Hay mayor presencia de precipitación de tipo convectiva en los sectores medios e inferior (Paraíso y Ujarrás), las cuales han inducido las avenidas que provocaron el desbordamiento del Río Paéz en estas poblaciones.

Es característica de las tormentas, de tipo convectiva, induce la generación de precipitaciones intensas de corta duración, lo que provoca alto grado de erosión, derrumbes y deslizamientos y daños locales en la infraestructura, principalmente en las calles.

El promedio anual de precipitación para esta subcuenca, de acuerdo a las isoyetas obtenidas del Atlas Climatológico del Instituto Meteorológico Nacional (IMN), oscila entre los 1500 y 3000 mm.

En cuanto a la distribución temporal de precipitación se cuenta con el estudio realizado por Maroto (2011), que tomando como referencia la estación 73011 Sanatorio Duran, debido a su cercanía con Cot, muestra que las tormentas cuyos valores de intensidad son mayores tienden a descargar el mayor porcentaje de lluvia durante las primeras horas. Esta caracterización se realizará con más detalle cuando se exponga la caracterización de las precipitaciones de Cot.

3.2 Caracterización de Cot

En los siguientes apartados se presentan las principales características de las áreas de drenaje de Cot que son necesarias para el diseño del alcantarillado pluvial. El área total de drenaje para este proyecto es de 1,1 km² lo que incluye el cuadrante urbano así como las áreas externas que drenan hacia Cot.

3.2.1 Características de las áreas de drenaje

La caracterización geométrica de las áreas de drenaje es de suma importancia, pues son estas algunas de las condiciones determinan el volumen de escorrentía superficial generada producto de un evento de precipitación.

En la Figura 7 se muestra la numeración que se hizo de las áreas de drenaje que se delimitaron. Esta numeración se hace con el fin de identificar cada subcuenca dentro del mapa general y presentar sus características en los cuadros de manera más ordenada.

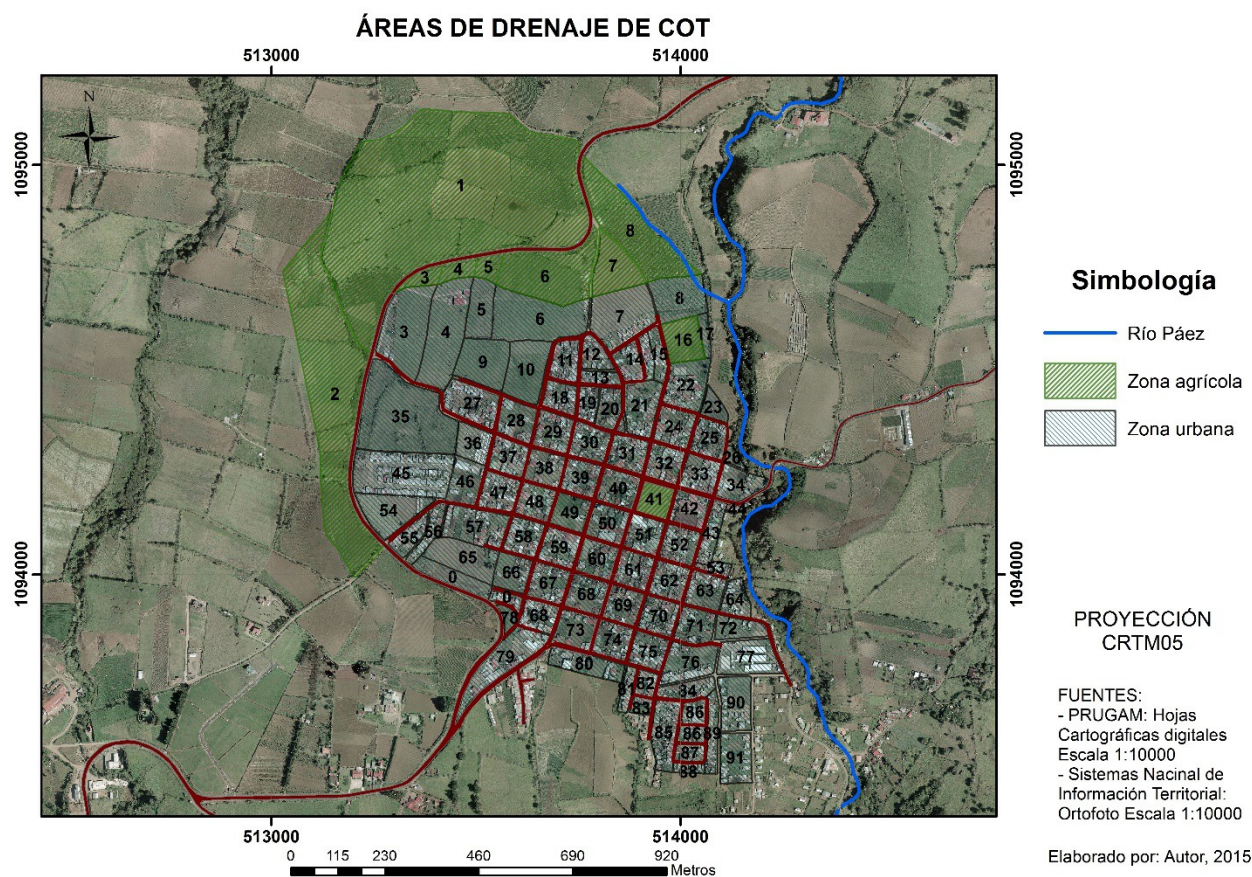


Figura 7. Numeración de las áreas de drenaje de Cot.

En el **Cuadro 6** se presentan las características geométricas de las subcuencas mostradas en la figura anterior.

Cuadro 6. Características geométricas de las áreas de drenaje

Área de drenaje	Área (Ha)	Perímetro (km)	Pendiente promedio (%)	Ancho (m)
1	21,63	2,05	18,77	296,33
2	8,58	1,96	20,01	96,98
3	2,50	0,63	12,62	103,56
4	2,71	0,70	13,03	88,57
5	1,26	0,41	9,79	61,56
6	5,11	0,70	14,42	91,65
7	3,06	0,53	16,69	96,04
8	4,16	0,46	20,77	100,36
9	1,34	0,46	17,67	81,81
10	1,38	0,48	14,95	93,74
11	0,66	0,32	16,21	57,48
12	0,50	0,29	15,76	52,54
13	0,32	0,26	12,61	32,39
14	0,90	0,38	13,12	87,63
15	0,40	0,33	12,04	30,04
16	0,91	0,38	7,52	84,53

Área de drenaje	Área (Ha)	Perímetro (km)	Pendiente promedio (%)	Ancho (m)
17	0,23	0,26	11,66	21,35
18	0,58	0,30	10,11	53,64
19	0,41	0,26	11,85	52,08
20	0,61	0,33	15,91	57,44
21	1,06	0,42	16,17	88,67
22	1,13	0,43	13,97	93,60
23	0,33	0,26	12,17	35,66
24	0,80	0,35	15,56	63,14
25	0,73	0,33	16,38	60,50
26	0,16	0,19	38,09	22,19
27	1,18	0,43	11,62	76,67
28	0,79	0,36	8,78	82,52
29	0,80	0,35	16,19	63,07
30	0,76	0,34	20,49	61,57
31	0,75	0,34	16,88	61,25
32	0,71	0,33	12,54	59,76
33	0,74	0,34	16,14	60,67
34	0,75	0,36	13,82	66,03
35	3,90	0,83	18,27	142,30
36	0,67	0,33	9,05	73,50
37	0,72	0,33	11,26	60,17
38	0,71	0,34	18,00	59,78
39	0,71	0,34	17,07	59,79
40	0,78	0,35	9,57	62,65
41	0,67	0,32	7,28	58,06
42	0,72	0,34	8,21	60,11
43	0,59	0,39	12,45	37,47
44	0,10	0,16	62,46	15,31
45	2,54	0,69	10,20	106,01
46	0,83	0,37	7,19	77,52
47	0,79	0,35	9,69	62,81
48	0,70	0,33	15,68	59,00
49	0,72	0,34	8,40	60,14
50	0,78	0,35	6,09	62,25
51	0,74	0,34	7,62	60,99
52	0,75	0,34	8,63	61,28
53	0,21	0,24	18,80	22,23
54	1,23	0,50	11,69	66,07
55	0,49	0,31	10,43	45,69
56	0,48	0,40	10,52	28,08
57	1,27	0,48	6,67	79,62
58	0,71	0,34	11,16	59,45
59	0,77	0,35	7,05	61,85
60	0,80	0,35	6,26	63,09
61	0,74	0,34	5,75	60,65
62	0,74	0,34	7,18	60,65
63	0,73	0,34	12,65	60,22
64	0,52	0,30	26,32	57,34
65	1,25	0,58	9,24	107,88

Área de drenaje	Área (Ha)	Perímetro (km)	Pendiente promedio (%)	Ancho (m)
66	0,72	0,43	9,01	72,35
67	0,79	0,35	9,99	63,02
68	0,80	0,35	8,37	63,20
68	0,61	0,31	17,81	55,07
69	0,74	0,34	7,54	60,71
70	0,75	0,34	10,01	61,07
71	0,74	0,34	16,19	60,95
72	0,59	0,35	18,54	47,19
73	0,84	0,39	9,47	64,82
74	0,76	0,35	8,22	61,57
75	0,72	0,34	8,94	60,17
76	1,05	0,43	16,02	75,37
77	1,17	0,46	19,10	76,40
78	0,20	0,21	9,94	24,33
79	1,47	0,70	18,50	48,46
80	0,90	0,46	8,63	49,77
81	0,29	0,27	13,74	26,44
82	0,31	0,22	10,83	39,33
83	0,21	0,18	18,92	32,24
84	0,57	0,35	8,76	43,51
85	0,99	0,45	15,06	58,74
86	0,35	0,24	7,36	41,91
86	0,28	0,21	13,73	48,47
87	0,32	0,23	11,99	48,65
88	0,19	0,21	18,83	23,74
89	0,54	0,46	13,65	26,03
90	1,00	0,42	12,63	73,52
91	0,94	0,40	9,56	76,24

3.2.2 Parámetros para infiltración y escorrentía

La caracterización del tipo y cobertura del suelo es necesaria para poder aproximar los parámetros de infiltración y comportamiento de la escorrentía superficial sobre cada subcuenca.

Para este proyecto se hizo la caracterización teniendo en cuenta que se utilizaron dos métodos distintos para la estimación de los caudales generados por cada subcuenca, el método racional y el método del depósito lineal utilizado por el programa SWMM 5.0.

El Cuadro 7 se muestra el uso de suelo definido para Cot, según la clasificación que contiene el plan regulador, junto con los porcentajes máximos de cobertura establecidos de acuerdo al tipo de uso.

Cuadro 7. Uso futuro y cobertura máxima del suelo según el plan regulador de Oreamuno

Uso futuro	Cobertura máxima (%)
Zona agropecuaria	15
Zona de uso mixto	85
Zona de uso público institucional	70
Zona de uso recreativo y deportivo	15
Zona residencial alta densidad	70

Fuente: Plan Regulador de Oreamuno, 2013.

Para efectos de conocer cuál es el uso del suelo que corresponde a cada subcuenca delimitada según lo mostrado en la Figura 7, se muestra la Figura 8. En dicha figura se observa que las subcuencas 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 36, actualmente tienen uso agropecuario, pero debido a que el plan regulador permite la expansión urbana hacia la parte norte se definió su uso como zona residencial de alta densidad conservando la parte que se define como uso agropecuario.

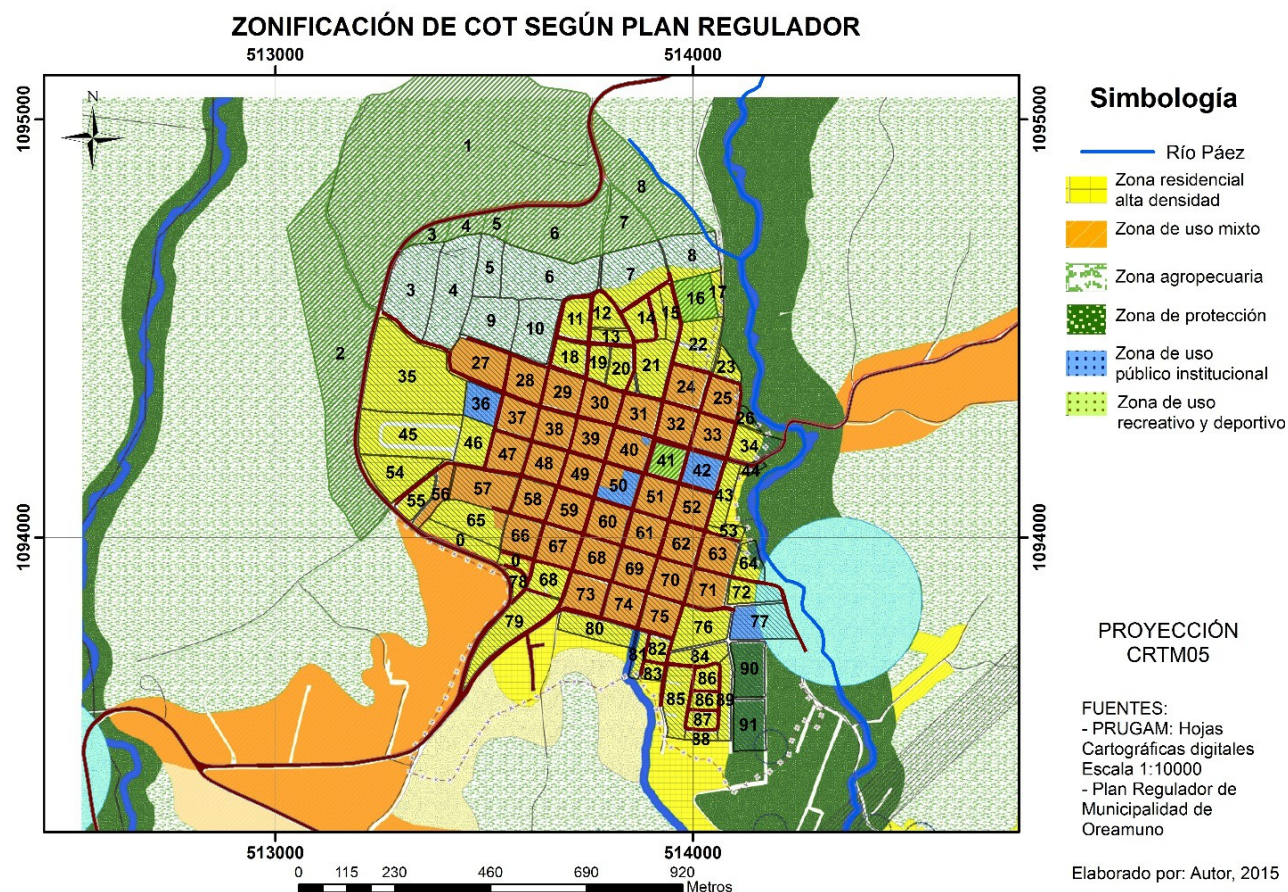


Figura 8. Zonificación de Cot según el Plan Regulador de Oreamuno.

Debido a que las subcuencas tienen usos distintos es necesario establecer los parámetros para los cálculos de las perdidas por infiltración y los caudales de salida de cada subcuenca. Dichos parámetros se muestran en el Cuadro 8 y se clasifican de acuerdo al método que los utiliza.

Cuadro 8. Parámetros para infiltración y escorrentía

Método racional	SWMM 5.0																				
Coeficiente de escorrentía	Numer o de curva	Rugosidad superficie permeabl e	Encharcamient o superficie permeable	Rugosidad superficie impermeabl e	Encharcamient o superficie impermeable	Subcuenca															
0,44	81	0,15	5	0,012	1	1	2														
0,40	61	0,15	5	0,012	1	16	41														
0,78	85	0,15	5	0,012	1	3	4	5	6	7	8										
0,83	85	0,15	5	0,012	1	9	10	11	12	13	14	15	17	18	19	20	21				
0,83	85	0,15	5	0,012	1	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33				
0,83	85	0,15	5	0,012	1	34	35	36	37	38	39	40	42	43	44	45	46				
0,83	85	0,15	5	0,012	1	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58				
0,83	85	0,15	5	0,012	1	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	68	69				
0,83	85	0,15	5	0,012	1	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81				
0,83	85	0,15	5	0,012	1	82	83	84	85	86	86	87	88	89	90	91					

3.2.3 Precipitaciones máximas diarias e hietogramas de diseño

La información de precipitaciones máximas diarias utilizadas en este proyecto se muestran en el Cuadro 9. Las ubicaciones de las estaciones usadas se muestran en la Figura 9.

Cuadro 9. Precipitaciones máximas diarias según el periodo de retorno.

Estación		Periodo de retorno (años)				Ubicación coordenadas CRTM05	
Numero	Nombre	10	25	50	100	X (m)	Y (m)
73011	Sanatorio Duran	98,80	115,88	128,56	141,13	511939	1098288
73022	Pacayas	132,40	157,30	175,80	194,10	519298	1096440
73104	Cóncavas	87,38	98,73	107,16	115,52	512323	1087828
73112	San Blas	103,46	121,41	134,73	147,95	510342	1096136

Las precipitaciones máximas diarias mostradas en el Cuadro 9, de las estaciones 73011 Sanatorio Durán, 73104 Cóncavas y 73112 San Blas, fueron obtenidas mediante el análisis estadístico de los datos brindados por el ICE cuyos registros comprenden los periodos; 1943-2013, 1976-2013 y 1988-2013, respectivamente. A estas series de datos extremos se les ajustó la distribución de probabilidades de valor extremo tipo I o Gumbel y se verificó el ajuste grafico de esta distribución mediante el uso de posiciones de graficación de Gringorten. Los cálculos correspondientes a la obtención de las precipitaciones y su ajuste grafico de la distribución usada se muestra en el Anexo 2. En el caso de la estación 73022 Pacayas las precipitaciones máximas diarias fueron tomadas del trabajo realizado por Murillo (1994).



Figura 9. Ubicación de estaciones meteorológicas.

Con la información del Cuadro 9 y la ubicación de las estaciones mostrada en la Figura 9, se obtuvieron los mapas de precipitación mostrados en la Figura 10, Figura 11, Figura 12 y Figura 13, con los cuales se determinan las precipitaciones máximas diarias estimada mostradas en el Cuadro 10 de acuerdo al periodo de retorno analizado. Los cálculos de la precipitación máxima diaria estimada pueden observarse en el Anexo 3.

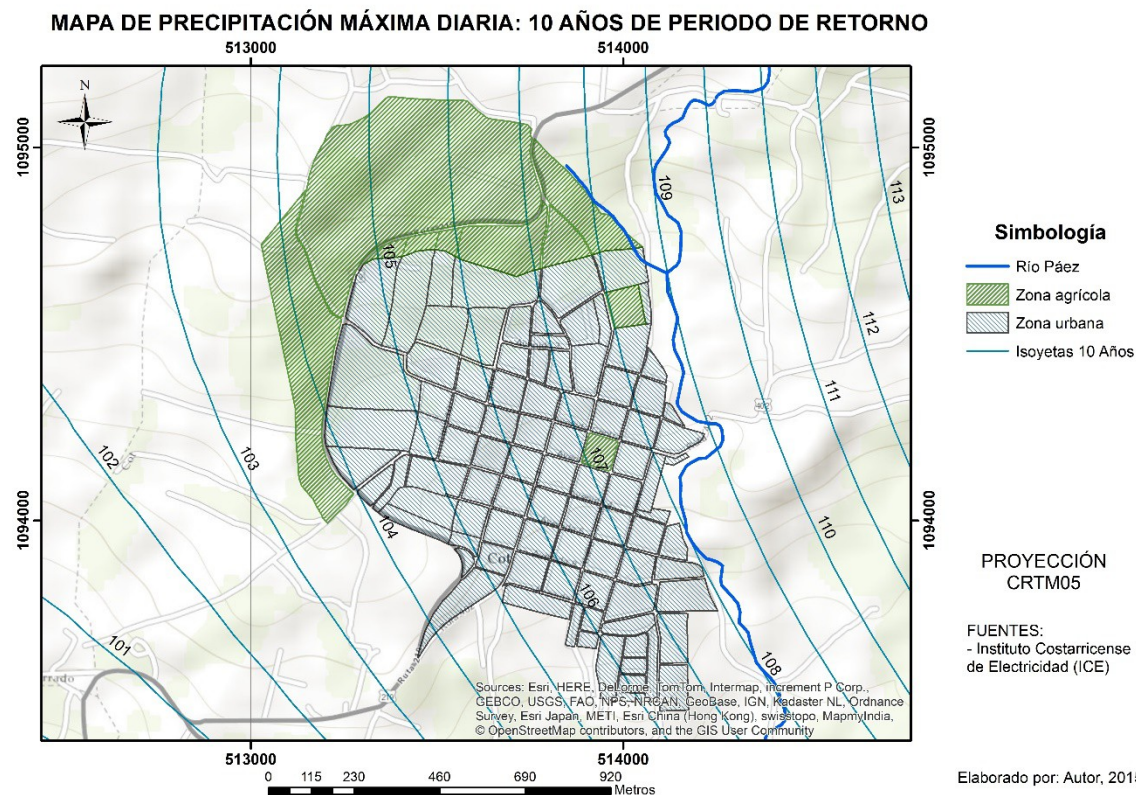


Figura 10. Mapa de precipitaciones máximas diarias para 10 años de periodo de retorno



Figura 11. Mapa de precipitaciones máximas diarias para 25 años de periodo de retorno



Figura 12. Mapa de precipitaciones máximas diarias para 50 años de periodo de retorno

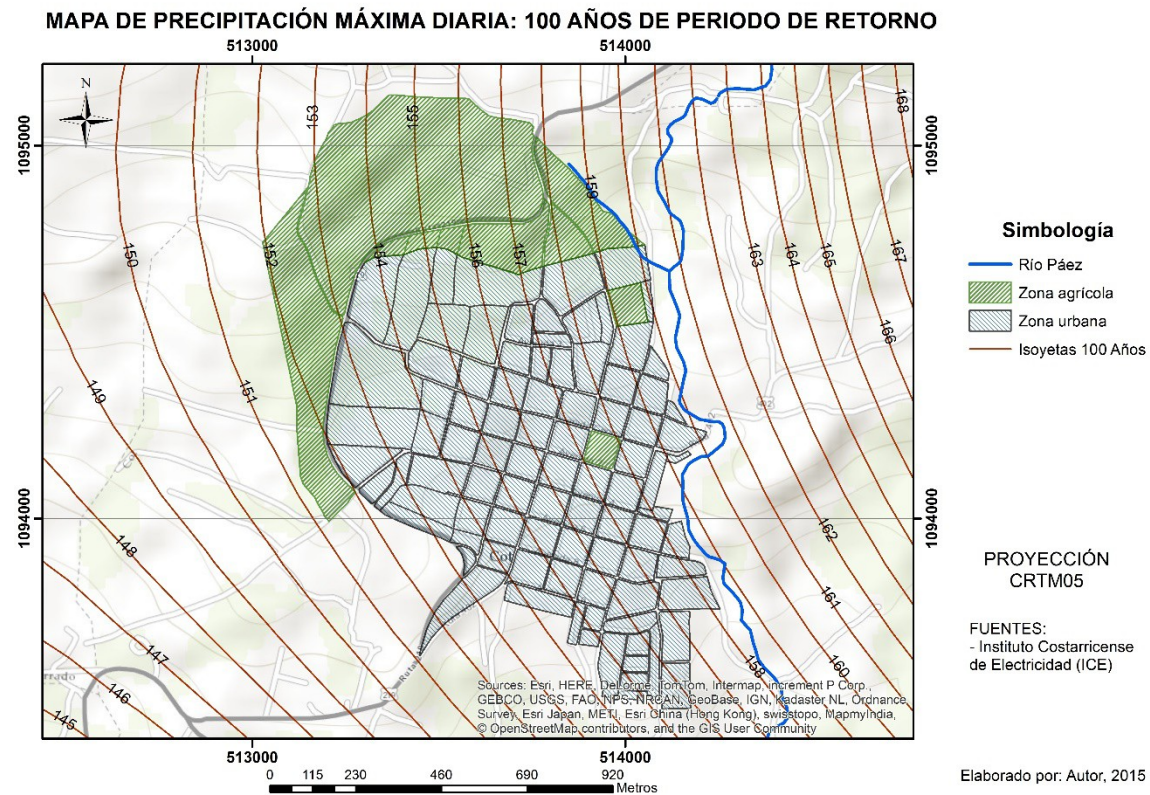


Figura 13. Mapa de precipitaciones máximas diarias para 100 años de periodo de retorno

Cuadro 10. Precipitaciones máximas diarias estimadas según el periodo de retorno para Cot

Periodo de retorno (años)	Precipitación máxima diaria (mm)
10	105,63
25	125,50
50	140,24
100	154,10

Una vez obtenidas las precipitaciones máximas diarias estimadas o precipitaciones de diseño se hace la distribución temporal utilizando los pluviogramas característicos propuestos por Maroto (2011). En este trabajo, el autor realizó el análisis de distintos tipos de tormentas registradas en varias estaciones ubicadas en la cuenca del Rio Reventazón, dentro de las cuales se analizó la estación 73011 Sanatorio Duran, cuyos pluviogramas característicos se muestran en el Anexo 4.

El trabajo realizado por Maroto muestra cinco tipos de pluviogramas característicos categorizados según la duración del evento, obteniendo dos tipos para precipitaciones de corta duración y tres tipos para precipitaciones de larga duración. Para este trabajo se usó el pluviograma característico de corta duración tipo 1C, debido a que es el que presentaba mayor porcentaje de precipitación en un solo intervalo, lo cual implicaría una intensidad de diseño mayor.

Los pluviogramas mostrados en el Cuadro 11 se obtuvieron de realizar la multiplicación de la precipitación de diseño del Cuadro 10 por los porcentajes de los pluviogramas característicos.

Cuadro 11. Pluviogramas de diseño de acuerdo al periodo de retorno

Tiempo	Periodo de retorno			
	10 años	25 años	50 años	100 años
00:10	4,09	4,86	5,43	5,96
00:20	5,13	6,10	6,82	7,49
00:30	12,13	14,41	16,10	17,69
00:40	14,35	17,04	19,04	20,93
00:50	8,48	10,08	11,26	12,37
01:00	6,79	8,07	9,02	9,91
01:10	6,26	7,44	8,32	9,14
01:20	3,72	4,42	4,94	5,42
01:30	2,86	3,40	3,80	4,18
01:40	2,98	3,54	3,95	4,35
01:50	3,65	4,34	4,85	5,33
02:00	2,50	2,97	3,32	3,65
02:10	1,88	2,23	2,50	2,74
02:20	1,68	2,00	2,23	2,45
02:30	1,32	1,57	1,75	1,93
02:40	2,49	2,96	3,31	3,64
02:50	2,18	2,59	2,89	3,17
03:00	1,60	1,89	2,12	2,33
03:10	2,27	2,70	3,02	3,31
03:20	1,62	1,92	2,15	2,36
03:30	1,39	1,66	1,85	2,03
03:40	1,52	1,81	2,02	2,22
03:50	1,23	1,46	1,63	1,79
04:00	0,99	1,18	1,32	1,45
04:10	1,11	1,32	1,47	1,62
04:20	0,96	1,14	1,28	1,40
04:30	1,09	1,29	1,44	1,59
04:40	1,06	1,25	1,40	1,54
04:50	0,97	1,15	1,29	1,42
05:00	0,94	1,12	1,25	1,37
05:10	0,88	1,04	1,16	1,28
05:20	0,74	0,88	0,98	1,08
05:30	0,67	0,79	0,88	0,97
05:40	0,44	0,53	0,59	0,65
05:50	0,50	0,59	0,66	0,72
06:00	0,52	0,61	0,69	0,76
06:10	0,69	0,82	0,91	1,00
06:20	0,57	0,68	0,76	0,83
06:30	0,51	0,60	0,67	0,74
06:40	0,46	0,55	0,62	0,68
06:50	0,46	0,55	0,62	0,68

Para obtener los hietogramas de diseño mostrados en el Cuadro 12, se multiplicó la precipitación obtenida para cada intervalo por 6, la cual es la cantidad de intervalos de diez minutos en una hora, por lo que se obtiene la intensidad para cada intervalo en mm/hr.

Cuadro 12. Hietogramas de diseño de acuerdo al periodo de retorno

Tiempo	Periodo de retorno			
	10 años	25 años	50 años	100 años
00:10	24,53	29,14	32,56	35,78
00:20	30,80	36,59	40,89	44,94
00:30	72,76	86,44	96,60	106,14
00:40	86,07	102,25	114,27	125,56
00:50	50,89	60,46	67,57	74,25
01:00	40,75	48,42	54,11	59,45
01:10	37,58	44,65	49,90	54,83
01:20	22,31	26,50	29,62	32,55
01:30	17,18	20,41	22,80	25,06
01:40	17,87	21,23	23,73	26,07
01:50	21,93	26,05	29,11	31,99
02:00	15,02	17,85	19,94	21,91
02:10	11,28	13,40	14,98	16,46
02:20	10,08	11,97	13,38	14,70
02:30	7,92	9,41	10,52	11,56
02:40	14,96	17,77	19,86	21,82
02:50	13,06	15,51	17,33	19,05
03:00	9,57	11,37	12,71	13,96
03:10	13,63	16,19	18,09	19,88
03:20	9,70	11,52	12,87	14,15
03:30	8,37	9,94	11,11	12,20
03:40	9,13	10,84	12,12	13,31
03:50	7,35	8,73	9,76	10,73
04:00	5,96	7,08	7,91	8,69
04:10	6,65	7,91	8,84	9,71
04:20	5,77	6,85	7,66	8,41
04:30	6,53	7,76	8,67	9,52
04:40	6,34	7,53	8,41	9,25
04:50	5,83	6,93	7,74	8,51
05:00	5,64	6,70	7,49	8,23
05:10	5,26	6,25	6,98	7,67
05:20	4,44	5,27	5,89	6,47
05:30	3,99	4,74	5,30	5,82
05:40	2,66	3,16	3,53	3,88
05:50	2,98	3,54	3,95	4,35
06:00	3,11	3,69	4,12	4,53
06:10	4,12	4,89	5,47	6,01
06:20	3,42	4,07	4,54	4,99
06:30	3,04	3,61	4,04	4,44
06:40	2,79	3,31	3,70	4,07
06:50	2,79	3,31	3,70	4,07

En la Figura 14 y en la Figura 15, se muestran de forma gráfica el pluviograma e hietogramas obtenidos para un evento de precipitación de 10 años de periodo de retorno. No se muestran los pluviogramas ni hietogramas de los demás periodos de retorno debido a que lo que se

quiere mostrar es el comportamiento y la variación temporal que tiene la lluvia y en los demás casos solo habría variación en la magnitud.

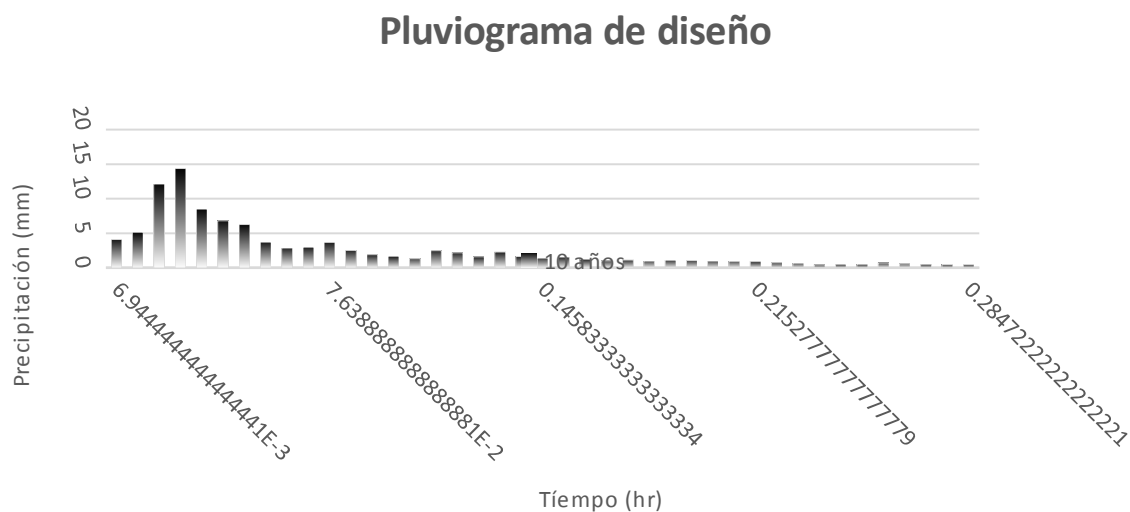


Figura 14. Pluviogramas de diseño para 10 años de periodo de retorno

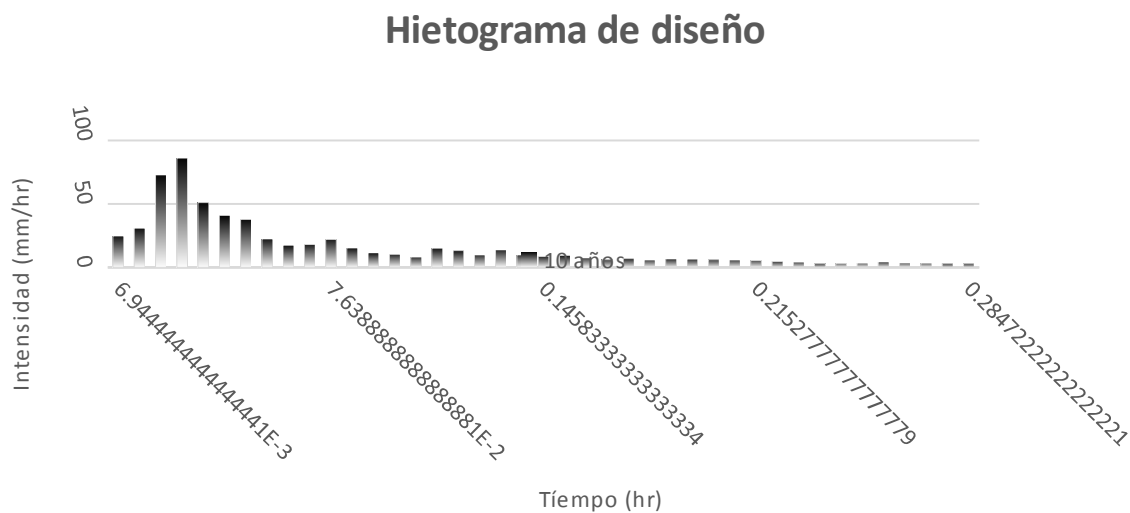


Figura 15. Hietogramas de diseño para 10 años de periodo de retorno

Como es posible observar en las figuras anteriores, los mayores porcentajes de precipitación caen durante las primeras dos horas después de iniciada la tormenta, acumulándose durante este periodo el 66,7% del total de la lluvia y lo cual influye en que los caudales pico sean mayores que en una lluvia distribuida más uniformemente.

Capítulo 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE SOLUCIONES

En el presente capítulo se presentara el diseño de las soluciones y su posterior análisis para distintos periodos de retorno.

Debido a que el distrito de Cot no tiene un sistema pluvial diseñado, y el trabajo topográfico utilizado no contaba con el levantamiento de la infraestructura existente, no fue posible realizar su análisis por lo cual se propone un sistema nuevo que no contempla dicha infraestructura. Las redes de drenaje propuestas se muestran en la Figura 16.

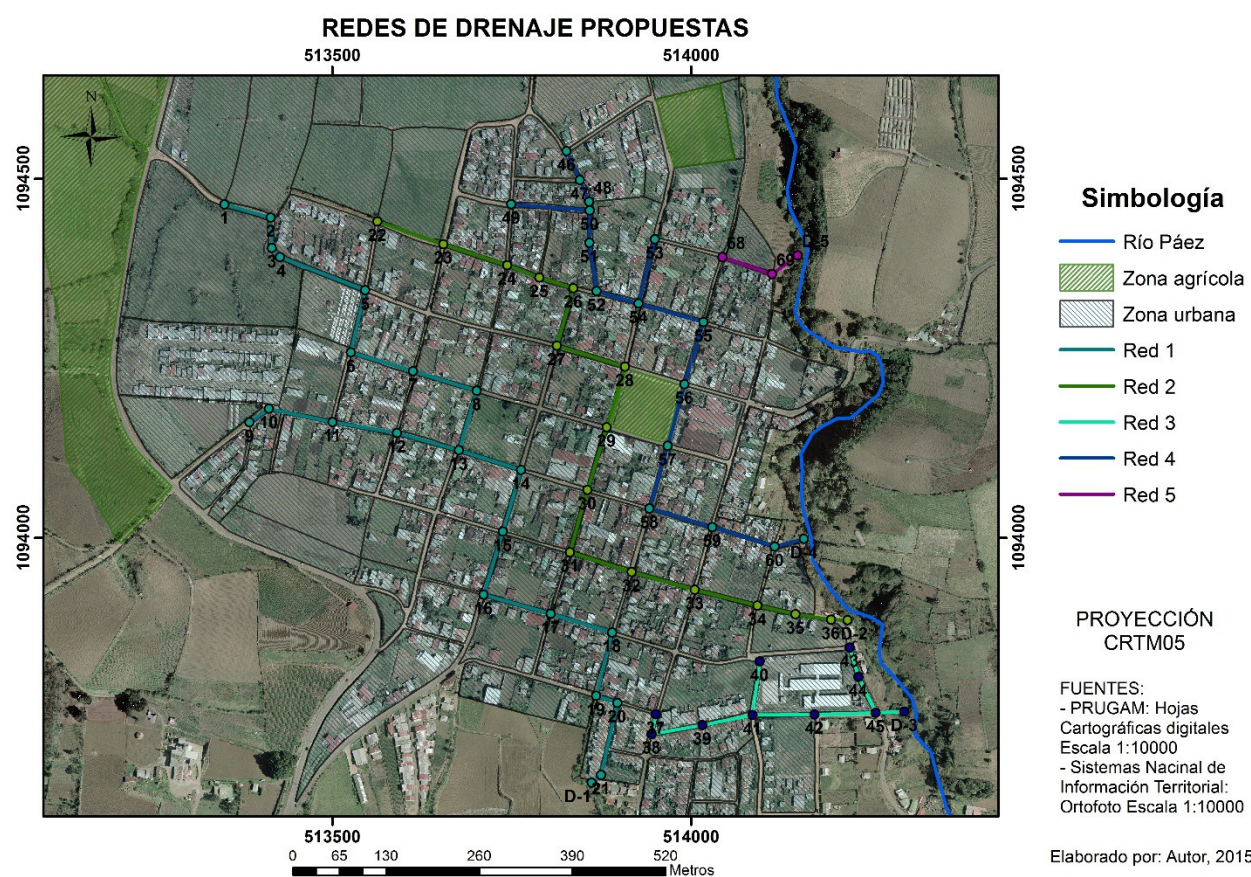


Figura 16. Redes de drenaje propuestas

La distribución de las redes mostrada en la figura anterior responde a la necesidad de evitar los tramos que deban construirse a contrapendiente, es decir, que la rasante del pozo posterior se encuentra a un nivel mayor que la rasante del pozo anterior, lo cual implica que el pozo posterior deba ser muy profundo para poder obtener una pendiente que permita que la tubería transporte el caudal requerido.

De acuerdo a lo mostrado en la figura anterior se muestra cual es la numeración de los tramos que componen las redes con sus respectivas longitudes en el Cuadro 13.

Cuadro 13. Distribución de tramos en las redes propuestas

Tramo	Pozo inicial	Pozo final	Longitud (m)	# de Red
TR-1	PP-1	PP-2	66,63	Red 1
TR-2	PP-2	PP-3	42,29	
TR-3	PP-3	PP-4	17,18	
TR-4	PP-4	PP-5	127,32	
TR-5	PP-5	PP-6	88,83	
TR-6	PP-6	PP-7	90,43	
TR-7	PP-7	PP-8	92,67	
TR-8	PP-8	PP-13	86,49	
TR-9	PP-9	PP-10	33,03	
TR-10	PP-10	PP-11	90,58	
TR-11	PP-11	PP-12	91,10	
TR-12	PP-12	PP-13	89,56	
TR-13	PP-13	PP-14	90,72	
TR-14	PP-14	PP-15	89,32	
TR-15	PP-15	PP-16	92,29	
TR-16	PP-16	PP-17	97,17	
TR-17	PP-17	PP-18	89,52	
TR-18	PP-18	PP-19	90,84	
TR-19	PP-19	PP-20	31,06	
TR-20	PP-20	PP-21	102,95	
TR-21	PP-21	D-1	16,79	
TR-22	PP-22	PP-23	97,03	Red 2
TR-23	PP-23	PP-24	93,60	
TR-24	PP-24	PP-25	48,01	
TR-25	PP-25	PP-26	49,64	
TR-26	PP-26	PP-27	83,13	
TR-27	PP-27	PP-28	99,45	
TR-28	PP-28	PP-29	88,08	
TR-29	PP-29	PP-30	91,26	
TR-30	PP-30	PP-31	90,14	
TR-31	PP-31	PP-32	90,22	
TR-32	PP-32	PP-33	91,69	
TR-33	PP-33	PP-34	90,13	
TR-34	PP-34	PP-35	54,36	
TR-35	PP-35	PP-36	49,87	
TR-36	PP-36	D-2	22,98	
TR-37	PP-37	PP-38	42,72	Red 3
TR-38	PP-38	PP-39	55,37	
TR-39	PP-39	PP-41	29,04	
TR-40	PP-40	PP-41	72,00	
TR-41	PP-41	PP-42	71,16	
TR-42	PP-42	PP-45	75,36	
TR-43	PP-43	PP-44	86,45	
TR-44	PP-44	PP-45	85,28	
TR-45	PP-45	D-3	39,88	

Tramo	Pozo inicial	Pozo final	Longitud (m)	# de Red
TR-46	PP-46	PP-47	44,23	Red 4
TR-47	PP-47	PP-48	32,97	
TR-48	PP-48	PP-50	11,87	
TR-49	PP-49	PP-50	109,79	
TR-50	PP-50	PP-51	45,09	
TR-51	PP-51	PP-52	68,12	
TR-52	PP-52	PP-54	61,09	
TR-53	PP-53	PP-54	92,44	
TR-54	PP-54	PP-55	93,81	
TR-55	PP-55	PP-56	90,63	
TR-56	PP-56	PP-57	88,74	
TR-57	PP-57	PP-58	91,16	
TR-58	PP-58	PP-59	91,41	
TR-59	PP-59	PP-60	91,23	
TR-60	PP-60	D-4	42,00	
TR-61	PP-61	PP-62	73,30	Red 5
TR-62	PP-62	D-5	44,27	

Una vez hecha la distribución de las redes se determinan cuáles son las áreas de drenaje de cada red, definiendo para cada pozo su respectiva área. La distribución de estas áreas se muestra en el Cuadro 14.

Cuadro 14. Pozos de salida de cada área de drenaje

Área de drenajes	Pozo de salida	Red
1	PP-1	RED 1
2	PP-9	RED 1
3	PP-1	RED 1
4	PP-2	RED 1
5	PP-22	RED 2
6	PP-23	RED 2
7	PP-46	RED 4
8	PP-61	RED 5
9	PP-22	RED 2
10	PP-23	RED 2
11	PP-49	RED 4
12	PP-47	RED 4
13	PP-50	RED 4
14	PP-48	RED 4
15	PP-53	RED 4
16	PP-61	RED 5
17	PP-61	RED 5
18	PP-24	RED 2
19	PP-25	RED 2
20	PP-52	RED 4
21	PP-54	RED 4
22	PP-61	RED 5
23	PP-62	RED 5
24	PP-55	RED 4
25	PP-55	RED 4

Área de drenajes	Pozo de salida	Red
27	PP-5	RED 1
28	PP-7	RED 1
29	PP-27	RED 2
30	PP-27	RED 2
31	PP-28	RED 2
32	PP-28	RED 2
33	PP-56	RED 4
35	PP-10	RED 1
36	PP-11	RED 1
37	PP-7	RED 1
38	PP-8	RED 1
39	PP-14	RED 1
40	PP-29	RED 2
41	PP-29	RED 2
42	PP-59	RED 4
43	PP-59	RED 4
45	PP-10	RED 1
46	PP-11	RED 1
47	PP-12	RED 1
48	PP-13	RED 1
49	PP-14	RED 1
50	PP-30	RED 2
51	PP-30	RED 2
52	PP-59	RED 4
53	PP-60	RED 4
54	PP-10	RED 1
55	PP-9	RED 1
56	PP-10	RED 1
57	PP-15	RED 1
58	PP-15	RED 1
59	PP-15	RED 1
60	PP-31	RED 2
61	PP-32	RED 2
62	PP-33	RED 2
63	PP-34	RED 2
64	PP-36	RED 2
65	PP-16	RED 1
66	PP-16	RED 1
67	PP-16	RED 1
68	PP-17	RED 1
69	PP-18	RED 1
70	PP-37	RED 3
71	PP-40	RED 3
72	PP-43	RED 3
73	PP-19	RED 1
74	PP-19	RED 1
75	PP-37	RED 3
76	PP-41	RED 3
77	PP-45	RED 3

En el cuadro anterior el número de subcuencas drenadas por el sistema no coincide con el número de subcuencas caracterizadas en el Cuadro 6, esto debido a que en la parte sur de Cot se han realizado trabajos de canalización de aguas y también se tienen previstos futuros trabajos en este sentido, cuyas características geométricas y topológicas se desconocen y por lo tanto el análisis de esta infraestructura no se puede realizar mediante el programa SWMM 5.0

4.1 Diseño del sistema pluvial: Flujo uniforme.

Con las redes propuestas y sus respectivas áreas de drenaje se realiza el diseño de las tuberías con sus respectivas caídas y se determinan las profundidades de los pozos que conectan cada tramo. Este diseño de tuberías debe cumplir con los criterios de la normativa mostrados en la sección 2.2.3.

En el Cuadro 15 se muestran las características topológicas e hidráulicas de las cinco redes diseñadas para un periodo de retorno de 10 años utilizando, para el cálculo de la intensidad de precipitación de diseño, la ecuación IDF de Cartago (ecuación 2.7).

Cuadro 15. Diseño en flujo uniforme: 10 años de periodo de retorno

Tramo	Caudal (m³/s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m²)
TR-1	0,79	0,400	0,0936	0,010	0,78	7,50	4,25	11,4
TR-2	1,64	0,550	0,0693	0,010	0,80	7,99	3,75	11,6
TR-3	1,64	0,575	0,0512	0,010	0,83	7,08	3,10	9,0
TR-4	1,64	0,775	0,0122	0,010	0,77	4,20	1,75	2,9
TR-5	2,02	0,775	0,0645	0,010	0,50	8,50	4,92	12,5
TR-6	2,02	0,775	0,0536	0,010	0,53	7,94	4,43	10,8
TR-7	2,51	0,775	0,1354	0,010	0,46	11,82	7,26	24,7
TR-8	2,74	0,775	0,0664	0,010	0,60	9,25	4,74	14,3
TR-9	0,16	0,375	0,0051	0,010	0,83	1,68	0,92	0,6
TR-10	2,88	0,850	0,0232	0,010	0,77	6,16	2,45	6,0
TR-11	3,37	0,850	0,0408	0,010	0,69	8,03	3,52	10,2
TR-12	3,63	0,850	0,1331	0,010	0,50	12,94	7,20	28,1
TR-13	7,48	1,050	0,0470	0,010	0,80	10,12	3,47	15,0
TR-14	7,94	1,200	0,0261	0,010	0,79	8,25	2,66	9,5
TR-15	8,82	1,200	0,0385	0,010	0,73	9,93	3,48	13,9
TR-16	9,69	1,200	0,0754	0,010	0,61	13,27	5,39	25,3
TR-17	9,94	1,250	0,0334	0,010	0,79	9,59	3,05	12,7
TR-18	10,18	1,250	0,0483	0,010	0,69	11,28	4,10	17,8
TR-19	10,67	1,250	0,0407	0,010	0,77	10,56	3,46	15,4
TR-20	10,67	1,250	0,0990	0,010	0,56	15,11	6,43	32,9
TR-21	10,67	1,275	0,0302	0,010	0,85	9,23	2,64	11,7
TR-22	0,82	0,625	0,0099	0,010	0,76	3,27	1,53	1,9
TR-23	2,29	0,675	0,0479	0,010	0,78	7,61	3,32	9,8

Tramo	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m ²)
TR-24	2,48	0,925	0,0107	0,010	0,78	4,42	1,66	3,0
TR-25	2,62	0,925	0,1084	0,010	0,39	10,98	6,81	20,9
TR-26	2,62	0,925	0,2026	0,010	0,33	13,75	9,39	34,2
TR-27	3,12	0,925	0,0320	0,010	0,61	7,27	3,36	8,3
TR-28	3,60	0,925	0,0893	0,010	0,49	11,11	6,00	20,2
TR-29	3,60	0,925	0,0454	0,010	0,60	8,59	4,05	11,6
TR-30	4,08	0,925	0,0565	0,010	0,60	9,60	4,50	14,5
TR-31	4,33	1,150	0,0086	0,010	0,85	4,61	1,39	3,0
TR-32	4,57	1,150	0,0236	0,010	0,59	7,13	3,04	7,5
TR-33	4,80	1,150	0,1170	0,010	0,38	13,10	7,35	27,7
TR-34	5,02	1,150	0,0660	0,010	0,46	10,73	5,41	17,8
TR-35	5,02	1,150	0,1345	0,010	0,38	13,95	7,89	31,6
TR-36	5,18	1,150	0,1014	0,010	0,41	12,66	6,79	25,4
TR-37	0,49	0,375	0,0514	0,010	0,78	5,32	3,12	5,8
TR-38	0,49	0,400	0,0358	0,010	0,79	4,64	2,61	4,3
TR-39	0,49	0,400	0,2026	0,010	0,44	9,16	7,99	18,6
TR-40	0,25	0,400	0,0119	0,010	0,71	2,63	1,65	1,4
TR-41	1,09	0,450	0,1322	0,010	0,68	9,43	5,75	17,4
TR-42	1,09	0,450	0,1316	0,010	0,68	9,40	5,74	17,4
TR-43	0,20	0,375	0,0653	0,010	0,40	4,76	4,53	5,2
TR-44	0,20	0,375	0,1067	0,010	0,35	5,68	5,85	7,7
TR-45	1,68	0,525	0,3093	0,010	0,52	14,60	10,02	41,6
TR-46	0,84	0,400	0,1417	0,010	0,69	9,04	5,81	16,7
TR-47	1,00	0,425	0,1410	0,010	0,70	9,43	5,77	17,8
TR-48	1,30	0,475	0,1360	0,010	0,69	9,95	5,83	19,0
TR-49	0,22	0,375	0,0223	0,010	0,59	3,27	2,45	2,3
TR-50	1,63	0,525	0,1614	0,010	0,63	11,30	6,78	24,1
TR-51	1,63	0,525	0,1410	0,010	0,66	10,70	6,19	21,5
TR-52	1,83	0,550	0,1092	0,010	0,72	9,91	5,20	17,9
TR-53	0,13	0,375	0,1449	0,010	0,27	5,69	6,83	8,4
TR-54	2,31	0,900	0,0091	0,010	0,85	4,01	1,37	2,5
TR-55	2,81	0,900	0,0995	0,010	0,43	10,84	6,44	20,1
TR-56	3,04	0,900	0,0735	0,010	0,49	9,90	5,42	16,2
TR-57	3,04	0,900	0,0620	0,010	0,51	9,29	4,93	14,1
TR-58	3,04	0,900	0,0417	0,010	0,58	7,98	3,91	10,2
TR-59	3,70	0,900	0,1056	0,010	0,49	11,92	6,49	23,4
TR-60	3,77	0,950	0,0211	0,010	0,78	6,34	2,33	6,1
TR-61	1,55	0,775	0,0091	0,010	0,85	3,64	1,34	2,1
TR-62	1,67	0,775	0,2069	0,010	0,33	12,35	9,22	29,3

El valor de la rugosidad se definió en 0,010 s/m^{1/3} aunque para el material analizado (RibLoc) la rugosidad se establece en 0,009 s/m^{1/3} en condiciones de laboratorio, pero en este caso se considera que hay disminución de la efectividad hidráulica del sistema debido a que puede haber defectos en la construcción. El otro material analizado corresponde al concreto, cuya rugosidad se establece en 0,013 s/m^{1/3} pero dado que las velocidades recomendadas para este

material son de 6 m/s la utilización de este material implicaría pendientes bajas, implicando a su vez elaborar pozos más profundos para cumplir con los criterios de velocidad máxima recomendados, expuestos anteriormente, por lo que se tomó la decisión de realizar la simulación en SWMM 5.0 solo con el material RibLoc.

Como se explicó en la sección 2.2.2, el cálculo de los diámetros de los conductos, mostrados en el cuadro anterior, se hizo para la condición de tubo lleno, seleccionando un diámetro superior que cumpliera con la normativa establecida para posteriormente calcular sus características hidráulicas de sección parcialmente llena. El diámetro mostrado en la columna [3] del cuadro anterior es el que cumple con esas condiciones.

En cuanto a los parámetros hidráulicos, se observa en el cuadro anterior que los criterios establecidos en la normativa de y/D menor de 0,85, número de Froude menor que 0,9 y mayor 1,1, y fuerza tractiva mayor que $0,2 \text{ kg/m}^2$, se cumplen en todos los tramos, pero el criterio de velocidad (que sea menor que 10 m/s) no se cumple en todos los conductos, debido a las fuertes pendientes que existen en algunos de ellos. Este problema solo es posible solucionarlo, como se explicó anteriormente, disminuyendo pendientes y por ende profundizando pozos, condición que haría que se deban construir pozos de más de 6 m de profundidad, en muchos tramos, lo cual implica costos muy elevados y riesgos altos en la construcción debido al desconocimiento de los suelos existentes en la zona. Por este motivo en el diseño en flujo uniforme la condición de velocidad no es revisada exhaustivamente y se dejara su verificación cuando se realice el análisis en flujo no permanente.

4.2 Análisis del sistema pluvial: Flujo no permanente.

Para realizar el análisis de un sistema de alcantarillado pluvial mediante flujo no permanente utilizando el programa SWMM 5.0 se debe contar, ya sea con un pre-dimensionamiento, o diseño mediante flujo uniforme.

La idea de realizar un análisis del alcantarillado es conocer el comportamiento hidráulico de la red en conjunto para distintos eventos de precipitación, opción que el programa permite realizar de forma rápida ingresando los hietogramas de precipitación para distintos periodos de retorno, en este caso los mostrados en la Figura 15.

Como la opción de concreto fue descartada para el análisis en SWMM 5.0, la comparación de resultados, flujo uniforme versus flujo no permanente, se realizó solo para el RibLoc.

En el siguiente cuadro se muestra el resultado de analizar la red diseñada, para el periodo de retorno de 10 años en flujo uniforme, en flujo no permanente para el mismo periodo de retorno.

Cuadro 16. Análisis en flujo no permanente: 10 años de periodo de retorno

Tramo	Caudal (m³/s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m²)
TR-1	0,51	0,400	0,0936	0,010	0,57	6,95	12,57	2,7
TR-2	1,04	0,550	0,0693	0,010	0,57	7,40	9,68	3,7
TR-3	1,04	0,575	0,0512	0,010	0,58	6,61	8,19	3,0
TR-4	1,03	0,775	0,0122	0,010	0,56	3,85	3,58	1,2
TR-5	1,29	0,775	0,0645	0,010	0,39	7,58	8,51	4,7
TR-6	1,29	0,775	0,0536	0,010	0,41	7,08	7,75	4,1
TR-7	1,63	0,775	0,1354	0,010	0,37	10,12	11,68	9,3
TR-8	1,79	0,775	0,0664	0,010	0,46	8,36	8,62	5,6
TR-9	0,10	0,375	0,0051	0,010	0,56	1,58	3,08	0,1
TR-10	1,72	0,850	0,0232	0,010	0,53	5,58	4,85	2,6
TR-11	2,03	0,850	0,0408	0,010	0,50	7,18	6,44	4,4
TR-12	2,20	0,850	0,1331	0,010	0,39	10,65	10,89	11,5
TR-13	4,15	1,050	0,0470	0,010	0,52	9,06	6,39	7,8
TR-14	4,47	1,200	0,0261	0,010	0,53	7,41	4,50	5,6
TR-15	5,07	1,200	0,0385	0,010	0,51	8,84	5,48	8,0
TR-16	5,65	1,200	0,0754	0,010	0,48	10,62	6,81	15,0
TR-17	5,83	1,250	0,0334	0,010	0,54	8,68	4,99	7,9
TR-18	6,00	1,250	0,0483	0,010	0,49	10,04	6,10	10,5
TR-19	6,34	1,250	0,0407	0,010	0,53	9,56	5,56	9,4
TR-20	6,34	1,250	0,0990	0,010	0,47	11,19	6,95	20,8
TR-21	6,34	1,275	0,0302	0,010	0,56	8,53	4,71	7,6
TR-22	0,52	0,625	0,0099	0,010	0,57	2,88	3,31	0,7
TR-23	1,74	0,675	0,0479	0,010	0,63	7,29	7,34	4,1
TR-24	1,86	0,925	0,0107	0,010	0,62	4,26	3,12	1,6
TR-25	1,94	0,925	0,1084	0,010	0,33	10,12	10,35	9,5
TR-26	1,94	0,925	0,2026	0,010	0,36	8,99	8,79	19,2
TR-27	2,29	0,925	0,0320	0,010	0,50	6,76	5,56	4,1
TR-28	2,61	0,925	0,0893	0,010	0,42	9,59	8,65	9,7
TR-29	2,79	0,925	0,0454	0,010	0,51	8,09	6,58	5,9
TR-30	3,12	0,925	0,0565	0,010	0,55	8,34	6,51	7,8
TR-31	3,30	1,150	0,0086	0,010	0,67	4,50	2,50	2,1
TR-32	3,46	1,150	0,0236	0,010	0,50	6,69	4,38	4,5
TR-33	3,61	1,150	0,1170	0,010	0,33	11,90	9,74	15,5
TR-34	3,77	1,150	0,0660	0,010	0,39	9,99	7,49	10,1
TR-35	3,77	1,150	0,1345	0,010	0,32	12,94	10,77	17,3
TR-36	3,87	1,150	0,1014	0,010	0,35	11,77	9,34	14,1
TR-37	0,33	0,375	0,0514	0,010	0,58	4,96	9,49	1,3

Tramo	Caudal (m³/s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m²)
TR-38	0,33	0,400	0,0358	0,010	0,58	4,34	7,78	1,0
TR-39	0,33	0,400	0,2026	0,010	0,36	8,24	18,84	3,8
TR-40	0,17	0,400	0,0119	0,010	0,54	2,43	4,52	0,3
TR-41	0,71	0,450	0,1322	0,010	0,52	8,60	14,47	4,4
TR-42	0,71	0,450	0,1316	0,010	0,52	8,59	14,45	4,4
TR-43	0,12	0,375	0,0653	0,010	0,31	4,18	11,00	0,9
TR-44	0,12	0,375	0,1067	0,010	0,27	4,98	14,06	1,3
TR-45	1,08	0,525	0,3093	0,010	0,40	13,14	21,64	10,8
TR-46	0,59	0,400	0,1417	0,010	0,55	8,42	15,51	3,9
TR-47	0,59	0,425	0,1410	0,010	0,50	8,41	15,30	4,0
TR-48	0,78	0,475	0,1360	0,010	0,49	8,90	14,61	4,7
TR-49	0,24	0,375	0,0223	0,010	0,62	3,34	6,18	0,6
TR-50	1,08	0,525	0,1614	0,010	0,49	10,30	15,28	6,8
TR-51	1,08	0,525	0,1410	0,010	0,51	9,79	14,23	6,2
TR-52	1,21	0,550	0,1092	0,010	0,54	9,13	12,28	5,5
TR-53	0,08	0,375	0,1449	0,010	0,21	4,94	15,83	1,4
TR-54	1,51	0,900	0,0091	0,010	0,60	3,79	2,91	1,3
TR-55	1,85	0,900	0,0995	0,010	0,34	9,69	10,04	8,5
TR-56	2,01	0,900	0,0735	0,010	0,39	8,89	8,57	7,1
TR-57	2,01	0,900	0,0620	0,010	0,40	8,35	7,94	6,1
TR-58	2,01	0,900	0,0417	0,010	0,45	7,23	6,47	4,6
TR-59	2,43	0,900	0,1056	0,010	0,46	8,42	7,44	11,8
TR-60	2,48	0,950	0,0211	0,010	0,58	5,87	4,33	3,2
TR-61	1,07	0,775	0,0091	0,010	0,62	3,49	3,07	1,0
TR-62	1,14	0,775	0,2069	0,010	0,27	11,17	15,17	10,6

Como parte del análisis también se realizó la simulación del comportamiento de la red diseñada en flujo uniforme de 10 años de periodo de retorno para una precipitación de 25 años mediante SWMM 5.0. Los resultados de esta simulación se muestran en el Cuadro 17.

Cuadro 17. Análisis en flujo no permanente: 25 años de periodo de retorno

Tramo	Caudal de diseño (m³/s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m²)
TR-1	0,63	0,400	0,0936	0,010	0,65	7,27	12,29	3,0
TR-2	1,28	0,550	0,0693	0,010	0,66	7,74	9,38	4,2
TR-3	1,28	0,575	0,0512	0,010	0,67	6,90	7,93	3,4
TR-4	1,27	0,775	0,0122	0,010	0,64	4,04	3,49	1,4
TR-5	1,58	0,775	0,0645	0,010	0,44	8,00	8,44	5,2
TR-6	1,58	0,775	0,0536	0,010	0,46	7,48	7,71	4,5
TR-7	1,99	0,775	0,1354	0,010	0,42	10,47	11,32	10,5
TR-8	2,18	0,775	0,0664	0,010	0,52	8,78	8,48	6,2
TR-9	0,12	0,375	0,0051	0,010	0,64	1,65	3,00	0,1
TR-10	2,12	0,850	0,0232	0,010	0,61	5,86	4,73	3,0
TR-11	2,50	0,850	0,0408	0,010	0,57	7,56	6,32	4,9
TR-12	2,70	0,850	0,1331	0,010	0,46	10,75	10,08	13,4

Tramo	Caudal de diseño (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m ²)
TR-13	5,08	1,050	0,0470	0,010	0,59	9,50	6,25	8,7
TR-14	5,46	1,200	0,0261	0,010	0,60	7,77	4,40	6,2
TR-15	6,19	1,200	0,0385	0,010	0,57	9,27	5,40	8,8
TR-16	6,89	1,200	0,0754	0,010	0,54	11,03	6,62	16,5
TR-17	7,11	1,250	0,0334	0,010	0,61	9,08	4,87	8,6
TR-18	7,30	1,250	0,0483	0,010	0,55	10,52	5,99	11,5
TR-19	7,73	1,250	0,0407	0,010	0,60	10,00	5,42	10,4
TR-20	7,73	1,250	0,0990	0,010	0,53	11,59	6,74	22,9
TR-21	7,73	1,275	0,0302	0,010	0,64	8,91	4,55	8,4
TR-22	0,64	0,625	0,0099	0,010	0,67	2,95	3,11	0,8
TR-23	2,14	0,675	0,0479	0,010	0,74	7,57	6,99	4,7
TR-24	2,29	0,925	0,0107	0,010	0,72	4,44	2,99	1,8
TR-25	2,39	0,925	0,1084	0,010	0,37	10,72	10,33	10,5
TR-26	2,39	0,925	0,2026	0,010	0,41	9,31	8,50	21,5
TR-27	2,80	0,925	0,0320	0,010	0,57	7,10	5,44	4,5
TR-28	3,19	0,925	0,0893	0,010	0,48	9,94	8,35	10,9
TR-29	3,41	0,925	0,0454	0,010	0,58	8,49	6,44	6,5
TR-30	3,81	0,925	0,0565	0,010	0,65	8,36	5,96	9,0
TR-31	4,02	1,150	0,0086	0,010	0,78	4,64	2,36	2,3
TR-32	4,22	1,150	0,0236	0,010	0,56	7,02	4,32	4,9
TR-33	4,41	1,150	0,1170	0,010	0,37	12,40	9,56	17,1
TR-34	4,59	1,150	0,0660	0,010	0,44	10,54	7,40	11,2
TR-35	4,60	1,150	0,1345	0,010	0,36	13,68	10,70	19,2
TR-36	4,72	1,150	0,1014	0,010	0,39	12,43	9,32	15,6
TR-37	0,40	0,375	0,0514	0,010	0,66	5,16	9,24	1,5
TR-38	0,40	0,400	0,0358	0,010	0,66	4,51	7,56	1,2
TR-39	0,40	0,400	0,2026	0,010	0,41	8,27	17,70	4,3
TR-40	0,20	0,400	0,0119	0,010	0,60	2,53	4,46	0,4
TR-41	0,86	0,450	0,1322	0,010	0,58	9,00	14,31	4,9
TR-42	0,86	0,450	0,1316	0,010	0,58	8,99	14,30	4,8
TR-43	0,15	0,375	0,0653	0,010	0,35	4,42	10,94	1,0
TR-44	0,15	0,375	0,1067	0,010	0,30	5,28	14,13	1,5
TR-45	1,31	0,525	0,3093	0,010	0,45	13,84	21,45	12,1
TR-46	0,73	0,400	0,1417	0,010	0,63	8,83	15,17	4,5
TR-47	0,73	0,425	0,1410	0,010	0,56	8,86	15,21	4,5
TR-48	0,96	0,475	0,1360	0,010	0,56	9,36	14,35	5,4
TR-49	0,29	0,375	0,0223	0,010	0,72	3,47	5,94	0,7
TR-50	1,33	0,525	0,1614	0,010	0,55	10,84	15,15	7,6
TR-51	1,33	0,525	0,1410	0,010	0,58	10,28	13,98	7,0
TR-52	1,49	0,550	0,1092	0,010	0,62	9,56	11,97	6,3
TR-53	0,10	0,375	0,1449	0,010	0,25	5,20	15,26	1,7
TR-54	1,85	0,900	0,0091	0,010	0,69	3,96	2,81	1,4
TR-55	2,26	0,900	0,0995	0,010	0,38	10,24	10,01	9,4
TR-56	2,45	0,900	0,0735	0,010	0,43	9,38	8,59	7,7
TR-57	2,46	0,900	0,0620	0,010	0,45	8,81	7,88	6,8
TR-58	2,46	0,900	0,0417	0,010	0,51	7,61	6,37	5,1
TR-59	2,97	0,900	0,1056	0,010	0,53	8,68	7,12	13,4
TR-60	3,03	0,950	0,0211	0,010	0,66	6,12	4,21	3,5

Tramo	Caudal de diseño (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m ²)
TR-61	1,33	0,775	0,0091	0,010	0,73	3,63	2,92	1,2
TR-62	1,42	0,775	0,2069	0,010	0,30	11,88	15,28	11,7

Cuando se comparan los caudales obtenidos en el diseño en flujo uniforme contra los caudales obtenidos en régimen no permanente, es decir, la columna [2] de los cuadros anteriores, se observa que en el segundo método de cálculo, los caudales obtenidos son en promedio 50% menores para el periodo de retorno de 10 años, mientras que para el de 25 años son 20% menores en promedio. Esta comparación de caudales se observa en las siguientes figuras.

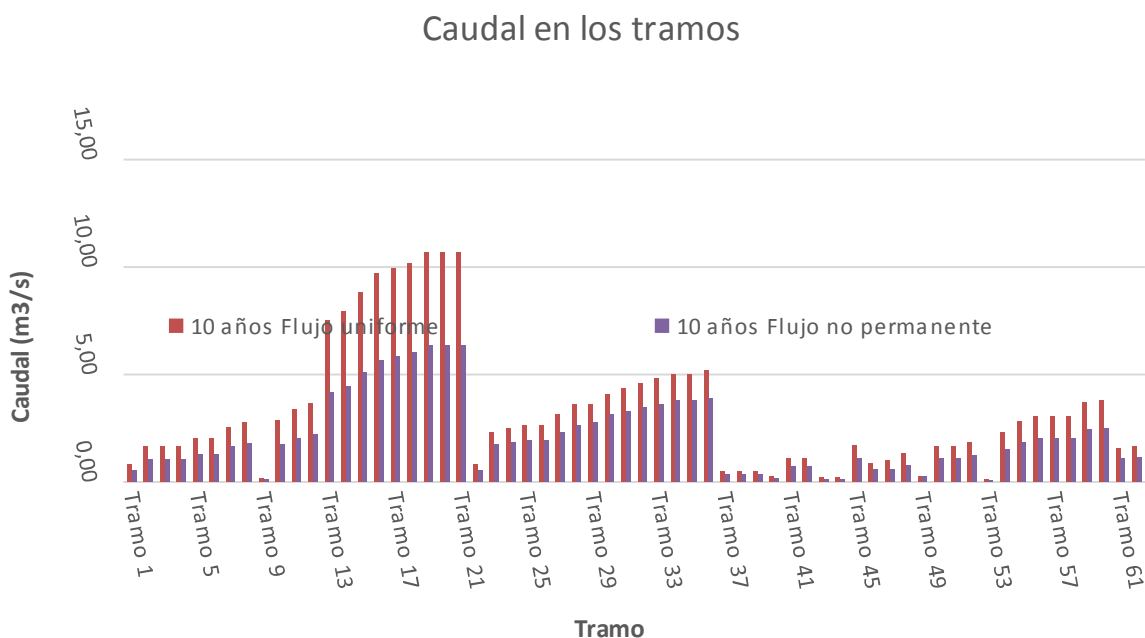


Figura 17. Comparación de caudales flujo uniforme 10 años y flujo no permanente 10 años

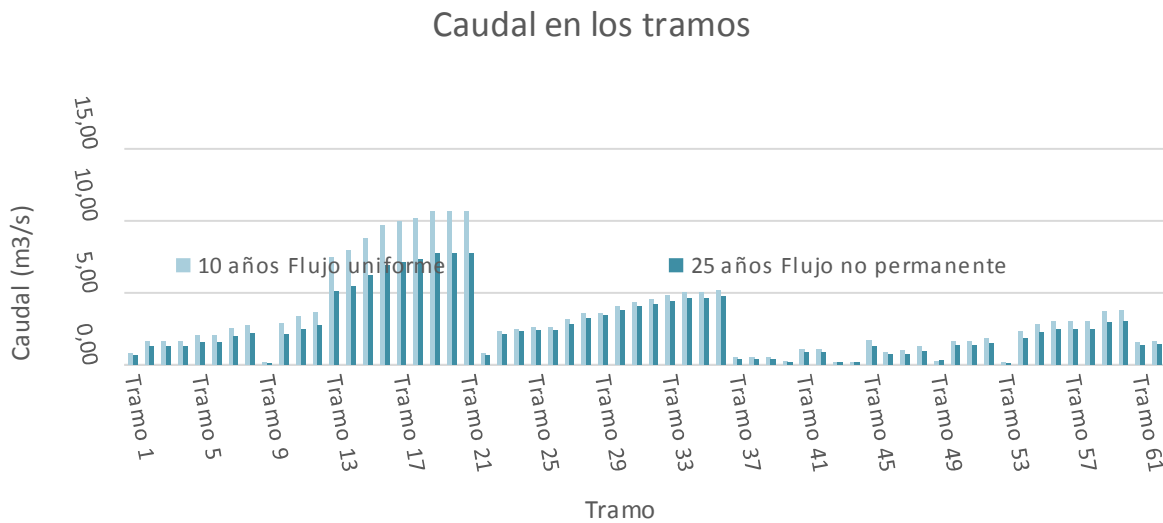


Figura 18. Comparación de caudales flujo uniforme 10 años y flujo no permanente 25 años

Es evidente, cuando se observan la Figura 17 y la Figura 18, que el cálculo de los caudales por medio del método racional son mayores que los obtenidos en la simulación en SWMM 5.0, inclusive usando un periodo de retorno mayor en la segunda opción, por lo tanto para las mismas condiciones de pendiente y material, se requieren de diámetros mayores en los colectores en la condición de flujo uniforme.

Esta diferencia de caudales radica en varios aspectos, el primero y más importante es la calidad de la información de precipitación utilizada, pues para poder diseñar con el método racional se requiere de ecuaciones IDF de la zona de estudio, y en este caso se utilizó la recomendada por el AyA para la zona de Cartago, teniendo una sola ecuación para un área muy extensa que no muestra la variabilidad de los regímenes de precipitación que se pueden dar. El uso de esta ecuación implicó una intensidad máxima de 145,7 mm/hr, que iba disminuyendo conforme se avanzaba en la red, alcanzando como mínimo 134,7 mm/hr. Comparando esta información de precipitación con la utilizada por el modelo SWMM 5.0, en donde se obtuvo una precipitación máxima diaria estimada para la zona y se distribuyó temporalmente usando los pluviogramas característicos de la estación Sanatorio Duran convertidos posteriormente en hietogramas de diseño, la intensidad máxima es en el caso de una lluvia de 10 años de periodo de retorno de 86,04 mm/hr mientras que para 25 años es de 102,25 mm/hr. Evidentemente tanta diferencia en intensidades provocará una diferencia importante en los caudales calculados.

Otro aspecto que se debe considerar para entender la diferencia caudales entre uno y otro método es la cantidad de información que requieren las áreas de drenaje para estimar la escorrentía generada. Mientras que para el método racional se utiliza un coeficiente de escorrentía que engloba todos los procesos que ocurren en las subcuencas, entiéndanse infiltración, interceptación, evapotranspiración, entre otros, el método de SWMM 5.0 requiere que se ingresen parámetros que ayuden a calcular las pérdidas antes mencionadas, requiriendo así una mayor caracterización y mayor cantidad de información en cuanto al tipo y cobertura del suelo. Esta mayor caracterización ayuda a obtener resultados más precisos en cuanto al cálculo de caudales.

El último aspecto relevante para explicar la diferencia de caudales obtenidos, corresponde a la forma de analizar la red, pues mediante flujo uniforme solo se realiza el traslado de los caudales desde el nodo inicial hasta el nodo final sumando así los caudales que ingresan a cada nodo, mientras que usando el método de Onda Dinámica se hace un tránsito de los caudales a través de los conductos, lo cual ya considera los efectos de atenuación de los picos de los hidrogramas de entrada, es decir que el caudal a la entrada del conducto es menor a la salida. Este efecto provoca que el caudal pico en el conducto no coincida exactamente con los caudales pico de entrada en el nodo ni los de las salidas de las subcuencas.

Dentro de la comparación de los cuadros presentados anteriormente también debe destacarse que el criterio de y/D en flujo uniforme cumple con la norma de $,.85$, y en el caso de flujo no uniforme este es menor en promedio un 30% para 10 años y 10% para 25 años, lo cual indica que los diámetros usados están siendo sobre diseñados, es decir se puede hacer un mejoramiento de la red para obtener un funcionamiento hidráulico más eficiente y una disminución de diámetros, lo que llevaría a una disminución de costos globales, proceso de mejoramiento que se mostrara en el apartado 4.3.

4.3 Mejoramiento del diseño y presentación de soluciones

El mejoramiento de la red diseñada en flujo uniforme se dividió en dos opciones; la primera corresponde a disminuir los diámetros utilizando la precipitación para 10 años de periodo de retorno en flujo no permanente, y la segunda para 25 años. Ambas opciones mejoradas luego serán evaluadas para las precipitaciones de 50 y 100 años de periodo de retorno.

4.3.1 Opción mejorada 1: Para 10 años de periodo de retorno

Iniciando con la opción mejorada para 10 años, en el siguiente cuadro se muestran los diámetros usados una vez disminuidos, y cuál es el comportamiento de las redes.

Cuadro 18. Análisis en flujo no permanente: Periodo de retorno 10 años; opción mejorada 1

Tramo	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m ²)
TR-1	0,51	0,375	0,0932	0,010	0,64	6,90	12,55	2,6
TR-2	1,04	0,500	0,0687	0,010	0,68	7,30	9,60	3,6
TR-3	1,04	0,500	0,0469	0,010	0,80	6,21	7,50	3,1
TR-4	1,03	0,625	0,0145	0,010	0,79	4,00	3,86	1,1
TR-5	1,29	0,625	0,0611	0,010	0,55	7,46	8,73	4,2
TR-6	1,29	0,625	0,0536	0,010	0,57	7,09	8,14	3,6
TR-7	1,63	0,625	0,1354	0,010	0,53	9,78	11,66	8,6
TR-8	1,79	0,625	0,0658	0,010	0,67	8,24	8,69	5,2
TR-9	0,10	0,375	0,0051	0,010	0,62	1,53	2,83	0,1
TR-10	1,71	0,675	0,0254	0,010	0,81	5,58	4,91	2,5
TR-11	2,02	0,675	0,0386	0,010	0,77	6,85	6,19	4,2
TR-12	2,20	0,675	0,1329	0,010	0,60	10,23	10,56	11,0
TR-13	4,14	0,850	0,0470	0,010	0,77	8,80	6,25	7,3
TR-14	4,46	1,000	0,0261	0,010	0,73	7,26	4,47	5,2
TR-15	5,06	1,000	0,0385	0,010	0,69	8,71	5,53	7,4
TR-16	5,64	1,000	0,0751	0,010	0,67	10,14	6,55	14,1
TR-17	5,82	1,025	0,0334	0,010	0,78	8,44	4,87	7,3
TR-18	5,98	1,025	0,0483	0,010	0,69	9,88	6,11	9,7
TR-19	6,33	1,025	0,0432	0,010	0,75	9,51	5,61	8,7
TR-20	6,33	1,100	0,0988	0,010	0,59	10,87	6,81	19,8
TR-21	6,33	1,100	0,0317	0,010	0,73	8,48	4,71	7,1
TR-22	0,52	0,600	0,0094	0,010	0,66	2,65	2,94	0,7
TR-23	1,74	0,600	0,0482	0,010	0,81	7,09	7,05	4,1
TR-24	1,86	0,775	0,0169	0,010	0,79	4,69	3,62	1,4
TR-25	1,94	0,775	0,1023	0,010	0,43	10,09	10,77	8,6
TR-26	1,94	0,775	0,2026	0,010	0,48	8,68	8,75	17,7
TR-27	2,28	0,775	0,0320	0,010	0,68	6,68	5,59	3,8
TR-28	2,61	0,775	0,0893	0,010	0,57	9,32	8,58	9,1
TR-29	2,78	0,775	0,0454	0,010	0,69	7,98	6,63	5,5
TR-30	3,12	0,775	0,0562	0,010	0,70	8,89	7,33	6,9
TR-31	3,30	0,975	0,0148	0,010	0,75	5,52	3,44	1,7
TR-32	3,45	0,975	0,0181	0,010	0,73	5,94	3,75	4,5
TR-33	3,61	0,975	0,1170	0,010	0,43	11,84	9,99	14,3
TR-34	3,77	0,975	0,0660	0,010	0,50	10,05	7,82	9,2
TR-35	3,77	0,975	0,1345	0,010	0,55	8,93	6,60	20,4
TR-36	3,87	0,975	0,0211	0,010	0,76	6,40	3,95	20,0
TR-37	0,33	0,375	0,0508	0,010	0,58	4,95	9,47	1,3
TR-38	0,33	0,375	0,0358	0,010	0,66	4,31	7,72	1,0
TR-39	0,33	0,375	0,2009	0,010	0,43	7,61	16,97	3,9
TR-40	0,17	0,375	0,0112	0,010	0,61	2,37	4,42	0,3

Tramo	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m ²)
TR-41	0,71	0,375	0,1322	0,010	0,71	8,45	14,57	4,1
TR-42	0,71	0,375	0,1316	0,010	0,72	8,43	14,43	4,2
TR-43	0,12	0,375	0,0653	0,010	0,31	4,18	11,00	0,9
TR-44	0,12	0,375	0,1058	0,010	0,32	4,64	12,02	1,6
TR-45	1,08	0,450	0,1350	0,010	0,67	9,51	14,04	13,0
TR-46	0,59	0,375	0,1412	0,010	0,61	8,37	15,61	3,8
TR-47	0,59	0,375	0,1403	0,010	0,61	8,36	15,59	3,8
TR-48	0,78	0,400	0,1360	0,010	0,66	8,79	14,74	4,5
TR-49	0,24	0,375	0,0216	0,010	0,63	3,30	6,05	0,6
TR-50	1,08	0,450	0,1614	0,010	0,63	10,23	15,59	6,4
TR-51	1,08	0,450	0,1406	0,010	0,67	9,57	14,13	5,9
TR-52	1,21	0,450	0,1084	0,010	0,81	8,78	11,74	5,5
TR-53	0,08	0,375	0,1433	0,010	0,21	4,92	15,77	1,4
TR-54	1,51	0,750	0,0119	0,010	0,63	5,23	4,72	1,0
TR-55	1,85	0,750	0,0973	0,010	0,45	9,71	10,47	7,7
TR-56	2,01	0,750	0,0735	0,010	0,51	8,94	9,03	6,4
TR-57	2,01	0,750	0,0620	0,010	0,53	8,38	8,29	5,6
TR-58	2,01	0,750	0,0417	0,010	0,60	7,20	6,67	4,2
TR-59	2,43	0,750	0,1056	0,010	0,65	8,02	7,12	11,4
TR-60	2,48	0,800	0,0210	0,010	0,82	5,64	4,12	3,1
TR-61	1,07	0,700	0,0091	0,010	0,77	3,42	2,98	1,0
TR-62	1,14	0,700	0,1148	0,010	0,36	9,10	11,82	11,4

Para obtener esta opción mejorada se realizó disminución de diámetros y cambios en algunas pendientes con tal de cumplir con el criterio de velocidad, el cual, como se mencionó anteriormente, se revisaría en esta etapa. Entonces, es posible observar en la columna [7], que corresponde a la velocidad, que en la mayoría de tramos el valor es menor que 10 m/s que recomienda el fabricante. En el caso del tramo 33 la velocidad es de 11,84 m/s, condición que solo se podía mejorar si el pozo inicial de este tramo (PP-33) se profundizaba alrededor de 3 m, llegando a una profundidad máxima de alrededor de 6 m, condición que para efectos constructivos en la zona no es conveniente. Analizando el comportamiento de la velocidad en este tramo se verificó que esta excede los 10 m/s solo durante 40 minutos por lo cual se decidió mantener esta condición de diseño con la salvedad de mantener un constante monitoreo en cuanto a la condición de este tramo para efectos de desgaste en las paredes internas cuando ocurran eventos de precipitación importantes.

En cuanto a los demás criterios normados, es posible observar que todos se cumplen sin ningún problema y lo más importante es que la red no presenta sobrecargas en ninguno de los pozos

ni conductos, lo cual garantiza un adecuado funcionamiento hidráulico del sistema para una precipitación con un periodo de retorno de 10 años o menor.

Cuando se analizó la opción mejorada 1 en eventos de 50 y 100 años, hubo problemas de sobrecarga en la mayoría de los pozos y tramos, provocando que haya nodos con inundaciones. Los conductos y pozos con sobrecargas son mostrados en los siguientes cuadros.

Cuadro 19. Tramos con sobrecarga para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 1

Tramo	Horas ambos extremos llenos	Horas extremo aguas arriba lleno	Horas extremo aguas abajo lleno	Horas encima de flujo normal	Horas de capacidad limitada
TR-1	0,11	0,11	0,12	0,05	0,05
TR-2	0,16	0,16	0,16	0,14	0,14
TR-3	0,21	0,21	0,21	0,24	0,21
TR-4	0,21	0,21	0,21	0,25	0,21
TR-8	0,15	0,15	0,15	0,11	0,11
TR-9	0,2	0,2	0,2	0,01	0,01
TR-10	0,21	0,21	0,21	0,26	0,21
TR-11	0,19	0,19	0,19	0,23	0,19
TR-13	0,19	0,19	0,19	0,24	0,19
TR-14	0,15	0,15	0,15	0,19	0,15
TR-15	0,01	0,01	0,01	0,11	0,01
TR-17	0,2	0,2	0,2	0,25	0,2
TR-18	0,01	0,01	0,01	0,11	0,01
TR-19	0,18	0,18	0,18	0,21	0,18
TR-21	0,16	0,16	0,16	0,18	0,16
TR-22	0,19	0,19	0,19	0,01	0,01
TR-23	0,24	0,24	0,24	0,29	0,24
TR-24	0,2	0,2	0,2	0,25	0,2
TR-29	0,1	0,1	0,1	0,1	0,07
TR-30	0,13	0,13	0,13	0,11	0,09
TR-31	0,14	0,14	0,14	0,22	0,14
TR-32	0,14	0,14	0,14	0,19	0,14
TR-36	0,21	0,21	0,21	0,22	0,21
TR-38	0,01	0,01	0,01	0,1	0,01
TR-40	0,11	0,11	0,11	0,01	0,01
TR-41	0,13	0,13	0,13	0,18	0,13
TR-42	0,01	0,01	0,01	0,18	0,01
TR-45	0,01	0,01	0,01	0,09	0,01
TR-47	0,06	0,06	0,06	0,01	0,01
TR-48	0,09	0,09	0,09	0,11	0,08
TR-49	0,07	0,07	0,07	0,01	0,01
TR-50	0,1	0,1	0,1	0,01	0,01
TR-51	0,13	0,13	0,13	0,01	0,01
TR-52	0,21	0,21	0,21	0,26	0,21
TR-54	0,01	0,01	0,01	0,24	0,01
TR-60	0,24	0,24	0,24	0,28	0,24

Tramo	Horas ambos extremos llenos	Horas extremo aguas arriba lleno	Horas extremo aguas abajo lleno	Horas encima de flujo normal	Horas de capacidad limitada
TR-61	0,11	0,11	0,11	0,23	0,11

Cuadro 20. Pozos con inundación para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 1

Nodo	Horas inundado	Hora de máxima inundación	Volumen total de inundación (m³)
PP-1	0,05	0:44	2
PP-2	0,11	0:49	28
PP-3	0,01	0:43	0
PP-4	0,01	0:43	0
PP-8	0,11	0:44	18
PP-9	0,01	0:42	0
PP-10	0,16	0:49	160
PP-11	0,01	0:42	0
PP-13	0,13	0:43	87
PP-14	0,01	0:44	0
PP-17	0,01	0:42	1
PP-19	0,01	0:43	0
PP-22	0,01	0:42	1
PP-23	0,17	0:49	177
PP-24	0,01	0:42	0
PP-29	0,01	0:46	1
PP-30	0,01	0:45	0
PP-31	0,01	0:44	0
PP-32	0,01	0:44	0
PP-40	0,01	0:45	1
PP-41	0,1	0:45	22
PP-48	0,04	0:50	3
PP-49	0,01	0:47	0
PP-51	0,1	0:45	20
PP-52	0,19	0:49	125

Como es posible observar en los cuadros anteriores, si ocurre un evento de precipitación con un periodo de retorno de 50 años o mayor, la mayor parte de la red presentaría problemas de sobrecarga en los pozos y conductos pues hay sobrecarga en 37 de 62 tramos y en 25 de 62 pozos. En el caso de los conductos el programa SWMM 5.0 nos permite conocer por cuanto tiempo el tramo tendrá capacidad limitada (ver columna [6] del Cuadro 19), es decir, el caudal que podrá fluir es el determinado por la condición de tubo lleno, por lo tanto si el caudal al inicio del tramo es mayor que este se presentara una sobrecarga en el nodo inicial pudiendo provocar inundación si la carga en el pozo es mayor que la profundidad máxima de este. La condición de los pozos antes mencionada se observa en el Cuadro 20, mostrado en la columna [3], la hora en la que la profundidad del agua en el pozo sobrepasa la cota máxima del pozo y

por ende ocurre la inundación. Evidentemente existirán problemas de sobrecarga en la mayoría de conductos y pozos cuando se analiza la red mejorada de 10 años para una precipitación de 100 años de periodo de retorno. Los resultados de esta simulación se muestran en los siguientes cuadros.

Cuadro 21. Tramos con sobrecarga para precipitación de 100 años de periodo de retorno en opción mejorada 1

Tramo	Horas ambos extremos llenos	Horas extremo aguas arriba lleno	Horas extremo aguas abajo lleno	Horas encima de flujo normal	Horas de capacidad limitada
TR-1	0,18	0,18	0,18	0,14	0,15
TR-2	0,22	0,22	0,22	0,2	0,2
TR-3	0,3	0,3	0,3	0,35	0,3
TR-4	0,3	0,3	0,3	0,39	0,3
TR-8	0,21	0,21	0,21	0,17	0,18
TR-9	0,29	0,29	0,29	0,01	0,01
TR-10	0,34	0,34	0,34	0,42	0,34
TR-11	0,25	0,25	0,25	0,32	0,25
TR-13	0,26	0,26	0,26	0,34	0,26
TR-14	0,21	0,21	0,21	0,26	0,21
TR-15	0,01	0,01	0,01	0,18	0,01
TR-17	0,28	0,28	0,28	0,34	0,28
TR-18	0,15	0,15	0,15	0,18	0,14
TR-19	0,26	0,26	0,26	0,31	0,26
TR-21	0,23	0,23	0,23	0,25	0,23
TR-22	0,3	0,3	0,3	0,09	0,09
TR-23	0,39	0,39	0,39	0,46	0,39
TR-24	0,33	0,33	0,33	0,4	0,33
TR-27	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
TR-29	0,17	0,17	0,17	0,16	0,15
TR-30	0,19	0,19	0,19	0,18	0,16
TR-31	0,21	0,21	0,21	0,31	0,2
TR-32	0,21	0,21	0,21	0,27	0,21
TR-36	0,3	0,3	0,3	0,31	0,3
TR-37	0,04	0,04	0,04	0,01	0,01
TR-38	0,12	0,12	0,12	0,18	0,12
TR-40	0,17	0,17	0,18	0,1	0,1
TR-41	0,19	0,19	0,19	0,25	0,19
TR-42	0,01	0,01	0,01	0,26	0,01
TR-45	0,01	0,01	0,01	0,16	0,01
TR-46	0,13	0,13	0,13	0,01	0,01
TR-47	0,15	0,15	0,15	0,11	0,11
TR-48	0,17	0,17	0,17	0,18	0,16
TR-49	0,15	0,15	0,15	0,13	0,12
TR-50	0,18	0,18	0,18	0,01	0,01
TR-51	0,2	0,2	0,2	0,01	0,01
TR-52	0,32	0,32	0,32	0,38	0,32
TR-54	0,01	0,01	0,01	0,34	0,01
TR-60	0,35	0,35	0,35	0,36	0,35

Tramo	Horas ambos extremos llenos	Horas extremo aguas arriba lleno	Horas extremo aguas abajo lleno	Horas encima de flujo normal	Horas de capacidad limitada
TR-61	0,18	0,18	0,18	0,39	0,18

Cuadro 22. Pozos con inundación para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 1

Nodo	Horas inundado	Hora de máxima inundación	Volumen total de inundación (m³)
PP-1	0,15	0:49	33
PP-2	0,18	0:49	83
PP-3	0,01	0:40	0
PP-4	0,01	0:40	0
PP-8	0,17	0:41	74
PP-9	0,01	0:38	0
PP-10	0,22	0:49	365
PP-11	0,01	0:40	0
PP-13	0,19	0:40	169
PP-14	0,01	0:41	0
PP-17	0,13	0:50	132
PP-22	0,05	0:39	2
PP-23	0,24	0:49	382
PP-29	0,13	0:50	64
PP-30	0,01	0:42	0
PP-31	0,01	0:41	0
PP-40	0,01	0:42	1
PP-41	0,17	0:49	78
PP-46	0,11	0:49	15
PP-47	0,01	0:44	0
PP-48	0,13	0:49	45
PP-49	0,11	0:43	6
PP-51	0,17	0:42	45
PP-52	0,26	0:49	188
PP-61	0,01	0:40	0

En este caso la cantidad de tramos que presentan sobrecarga son 40 de 62, mientras que los pozos que presentan inundación son 25 de 62. Si bien es cierto la cantidad de tramos y pozos que entran en sobrecarga cuando se pasa de una precipitación de 50 años a 100 años es pequeña, (3 en los tramos y la misma cantidad de pozos) la cantidad de tiempo que están sobrecargados si es significativamente mayor, pues en el caso de los conductos el tiempo con capacidad limitada es en promedio un 55% mayor, mientras que los conductos estarán sobrecargados un 92% más de tiempo que en la lluvia de 50 años.

4.3.2 Opción mejorada 2: Para 25 años de periodo de retorno

Se presentan a continuación los resultados obtenidos al mejorar la opción diseñada en flujo uniforme para 10 años mediante la simulación a 25 años.

Cuadro 23. Análisis en flujo no permanente: Periodo de retorno 25 años; opción mejorada 2

Tramo	Caudal de diseño (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m ²)
TR-1	0,63	0,375	0,0932	0,010	0,75	7,15	11,98	3,1
TR-2	1,28	0,500	0,0699	0,010	0,81	7,56	9,07	4,2
TR-3	1,28	0,550	0,0498	0,010	0,74	6,76	7,71	3,5
TR-4	1,27	0,725	0,0145	0,010	0,73	3,99	3,45	1,4
TR-5	1,58	0,725	0,0611	0,010	0,48	8,02	8,65	5,0
TR-6	1,58	0,725	0,0536	0,010	0,51	7,48	7,82	4,4
TR-7	1,99	0,725	0,1354	0,010	0,47	10,39	11,34	10,2
TR-8	2,18	0,725	0,0664	0,010	0,58	8,76	8,56	6,1
TR-9	0,12	0,375	0,0081	0,010	0,64	1,85	3,37	0,1
TR-10	2,11	0,775	0,0254	0,010	0,73	5,78	4,66	2,9
TR-11	2,49	0,775	0,0386	0,010	0,67	7,50	6,33	4,8
TR-12	2,70	0,775	0,1334	0,010	0,53	10,81	10,34	12,7
TR-13	5,07	1,000	0,0467	0,010	0,65	9,43	6,19	8,6
TR-14	5,45	1,125	0,0261	0,010	0,67	7,71	4,39	6,0
TR-15	6,18	1,125	0,0385	0,010	0,64	9,23	5,40	8,6
TR-16	6,89	1,125	0,0754	0,010	0,61	10,94	6,57	16,2
TR-17	7,11	1,175	0,0334	0,010	0,68	9,02	4,86	8,4
TR-18	7,30	1,175	0,0483	0,010	0,62	10,39	5,90	11,3
TR-19	7,72	1,175	0,0407	0,010	0,67	9,93	5,40	10,1
TR-20	7,72	1,175	0,0990	0,010	0,60	11,35	6,57	22,6
TR-21	7,72	1,200	0,0258	0,010	0,73	8,73	4,41	8,3
TR-22	0,64	0,600	0,0099	0,010	0,73	2,90	3,05	0,8
TR-23	2,14	0,650	0,0487	0,010	0,81	7,44	6,80	4,8
TR-24	2,28	0,875	0,0169	0,010	0,59	6,21	4,95	1,4
TR-25	2,39	0,875	0,1023	0,010	0,40	10,75	10,53	10,1
TR-26	2,39	0,875	0,2026	0,010	0,45	9,20	8,47	21,1
TR-27	2,80	0,875	0,0320	0,010	0,63	7,07	5,44	4,5
TR-28	3,19	0,875	0,0893	0,010	0,53	9,84	8,30	10,7
TR-29	3,41	0,875	0,0454	0,010	0,64	8,45	6,44	6,4
TR-30	3,81	0,875	0,0562	0,010	0,66	9,19	6,89	8,2
TR-31	4,02	1,075	0,0148	0,010	0,76	5,44	3,02	2,0
TR-32	4,22	1,075	0,0181	0,010	0,68	6,43	3,81	5,1
TR-33	4,41	1,075	0,1170	0,010	0,41	12,37	9,68	16,5
TR-34	4,60	1,075	0,0660	0,010	0,48	10,56	7,59	10,7
TR-35	4,60	1,075	0,1345	0,010	0,57	8,66	5,67	25,1
TR-36	4,73	1,075	0,0167	0,010	0,80	6,10	3,29	24,6
TR-37	0,40	0,375	0,0508	0,010	0,66	5,14	9,20	1,5
TR-38	0,40	0,375	0,0358	0,010	0,76	4,44	7,39	1,2

Tramo	Caudal de diseño (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad (s/m ^{1/3})	y/D	Velocidad (m/s)	Numero de Froude	Fuerza Tractiva (kg/m ²)
TR-39	0,40	0,375	0,2018	0,010	0,48	7,92	16,70	4,4
TR-40	0,20	0,375	0,0115	0,010	0,69	2,49	4,36	0,4
TR-41	0,86	0,400	0,1322	0,010	0,73	8,84	14,07	4,8
TR-42	0,86	0,400	0,1313	0,010	0,73	8,82	14,04	4,8
TR-43	0,15	0,375	0,0653	0,010	0,35	4,42	10,94	1,0
TR-44	0,15	0,375	0,1058	0,010	0,40	4,66	10,78	1,9
TR-45	1,31	0,450	0,1350	0,010	0,78	9,78	13,34	14,9
TR-46	0,73	0,375	0,1412	0,010	0,71	8,72	15,04	4,4
TR-47	0,73	0,375	0,1403	0,010	0,71	8,71	15,02	4,4
TR-48	0,96	0,400	0,1360	0,010	0,78	9,07	13,95	5,2
TR-49	0,29	0,375	0,0216	0,010	0,73	3,42	5,81	0,7
TR-50	1,33	0,450	0,1614	0,010	0,74	10,61	14,87	7,4
TR-51	1,33	0,450	0,1413	0,010	0,78	10,01	13,65	6,8
TR-52	1,48	0,500	0,1092	0,010	0,75	9,39	11,73	6,2
TR-53	0,10	0,375	0,1444	0,010	0,31	5,07	13,35	2,0
TR-54	1,85	0,850	0,0119	0,010	0,79	3,89	2,72	1,4
TR-55	2,25	0,850	0,0973	0,010	0,41	10,27	10,23	9,0
TR-56	2,45	0,850	0,0735	0,010	0,47	9,39	8,70	7,5
TR-57	2,45	0,850	0,0620	0,010	0,49	8,81	7,99	6,6
TR-58	2,45	0,850	0,0417	0,010	0,55	7,59	6,47	4,9
TR-59	2,97	0,850	0,1053	0,010	0,60	8,33	6,78	13,4
TR-60	3,03	0,875	0,0192	0,010	0,78	6,01	4,11	3,5
TR-61	1,33	0,750	0,0091	0,010	0,79	3,59	2,87	1,2
TR-62	1,42	0,750	0,1136	0,010	0,37	9,64	11,51	13,4

De manera similar al mejoramiento realizado para 10 años, en este análisis se hizo disminución de diámetros y cambios en algunas pendientes para poder cumplir con el criterio de velocidad máxima. En cuanto a los tramos 20 y 33 no es posible cumplir con este criterio ya que las pendientes no lo permiten por lo cual deben profundizarse los pozos iniciales alrededor de 3 m, lo cual constructivamente no es factible. En este caso se realiza la misma recomendación hecha anteriormente en cuanto a monitorear el funcionamiento de estos tramos o utilizar un material más resistente a la erosión.

Se presenta a continuación cual sería el comportamiento de esta red bajo un evento de precipitación de 50 años de periodo de retorno.

Cuadro 24. Tramos con sobrecarga para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 2

Tramo	Horas ambos extremos llenos	Horas extremo aguas arriba lleno	Horas extremo aguas abajo lleno	Horas encima de flujo normal	Horas de capacidad limitada
TR-1	0,01	0,01	0,01	0,05	0,01

TR-2	0,07	0,07	0,07	0,14	0,07
TR-3	0,01	0,01	0,01	0,04	0,01
TR-10	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
TR-21	0,12	0,12	0,12	0,13	0,12
TR-22	0,05	0,05	0,05	0,01	0,01
TR-23	0,08	0,08	0,08	0,15	0,08
TR-24	0,01	0,01	0,01	0,11	0,01
TR-31	0,01	0,01	0,01	0,1	0,01
TR-36	0,01	0,01	0,01	0,13	0,01
TR-38	0,01	0,01	0,01	0,1	0,01
TR-45	0,01	0,01	0,01	0,12	0,01
TR-48	0,03	0,03	0,04	0,12	0,03
TR-50	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
TR-51	0,01	0,01	0,01	0,11	0,01
TR-52	0,01	0,01	0,01	0,07	0,01
TR-54	0,01	0,01	0,01	0,12	0,01
TR-60	0,08	0,08	0,08	0,12	0,08
TR-61	0,01	0,01	0,01	0,12	0,01

Cuadro 25. Pozos con inundación para precipitación de 50 años de periodo de retorno en opción mejorada 2

Nodo	Horas inundado	Hora de máxima inundación	Volumen total de inundación (m ³)
PP-1	0,01	0:50	0
PP-2	0,01	0:47	0
PP-22	0,01	0:48	0
PP-23	0,01	0:48	0

El comportamiento de la opción mejorada 2 en un evento de precipitación de 50 años de periodo de retorno es, evidentemente, mejor que la opción 1, pues la cantidad de tramos que entran en sobrecarga disminuye a 19 de 62 mientras que los pozos que se inundan disminuyen a 4 de 62. Esto nos indica que si ocurre una lluvia de un periodo de retorno de 50 años o mayor la cantidad de daños que habrían es sustancialmente menor construyendo la opción 2 en lugar de la 1, aunque esta pueda implicar costos iniciales menores. Esta comparación entre costos iniciales de ambas opciones se expondrá más adelante.

El comportamiento de la opción 2 para una precipitación con periodo de retorno de 100 años se muestra en los siguientes cuadros.

Cuadro 26. Tramos con sobrecarga para precipitación de 100 años de periodo de retorno en opción mejorada 2

Tramo	Horas ambos extremos llenos	Horas extremo aguas arriba lleno	Horas extremo aguas abajo lleno	Horas encima de flujo normal	Horas de capacidad limitada
-------	-----------------------------	----------------------------------	---------------------------------	------------------------------	-----------------------------

TR-1	0,14	0,14	0,14	0,14	0,13
TR-2	0,16	0,16	0,16	0,2	0,16
TR-3	0,08	0,08	0,08	0,14	0,08
TR-4	0,01	0,01	0,01	0,12	0,01
TR-9	0,06	0,06	0,06	0,01	0,01
TR-10	0,06	0,06	0,06	0,14	0,06
TR-17	0,01	0,01	0,01	0,03	0,01
TR-21	0,19	0,19	0,19	0,2	0,19
TR-22	0,15	0,15	0,15	0,01	0,01
TR-23	0,17	0,17	0,17	0,22	0,17
TR-24	0,01	0,01	0,01	0,18	0,01
TR-31	0,13	0,13	0,13	0,18	0,13
TR-36	0,01	0,01	0,01	0,2	0,01
TR-37	0,04	0,04	0,04	0,01	0,01
TR-38	0,12	0,12	0,12	0,18	0,12
TR-40	0,1	0,1	0,1	0,07	0,07
TR-41	0,12	0,12	0,12	0,03	0,02
TR-42	0,14	0,14	0,14	0,09	0,08
TR-45	0,16	0,16	0,16	0,2	0,16
TR-46	0,11	0,11	0,11	0,01	0,01
TR-47	0,13	0,13	0,13	0,1	0,1
TR-48	0,15	0,15	0,15	0,18	0,15
TR-49	0,12	0,12	0,12	0,12	0,1
TR-50	0,14	0,14	0,14	0,01	0,01
TR-51	0,15	0,15	0,15	0,19	0,15
TR-52	0,01	0,01	0,01	0,15	0,01
TR-54	0,01	0,01	0,01	0,2	0,01
TR-60	0,15	0,15	0,16	0,19	0,15
TR-61	0,05	0,05	0,05	0,19	0,05

Cuadro 27. Pozos con inundación para precipitación de 100 años de periodo de retorno en opción mejorada 2

Nodo	Horas inundado	Hora de máxima inundación	Volumen total de inundación (m³)
PP-1	0,12	0:50	23
PP-2	0,01	0:43	0
PP-9	0,01	0:48	0
PP-22	0,05	0:44	3
PP-23	0,12	0:50	54
PP-31	0,01	0:45	0
PP-40	0,01	0:45	1
PP-41	0,09	0:50	24
PP-42	0,03	0:44	0
PP-45	0,02	0:44	0
PP-46	0,1	0:50	15

PP-47	0,01	0:45	0
PP-48	0,11	0:50	35
PP-49	0,09	0:45	5
PP-50	0,01	0:44	0
PP-51	0,01	0:44	0

El número de tramos que entran en sobrecarga en este caso aumenta a 29 de 62 y 16 de 62 son los pozos que se inundan, cuando se pasa de una evento de 50 a 100 años. Realizando la comparación, de manera similar a la hecha en la opción 1, los tiempos de sobrecarga si aumentan considerablemente, pues en los tramos el tiempo que duran con capacidad limitada es en promedio 2.5 veces mayor y los pozos duran sobrecargados en promedio 5 veces más que en la opción de 50 años.

4.3.3 Consideraciones económicas de las opciones propuestas

En este apartado se pretende realizar una comparación económica muy somera que permita establecer aproximar un criterio sobre la opción que resulta económicamente más viable de acuerdo a las posibilidades del constructor del alcantarillado, en este caso la Municipalidad de Oreamuno.

Los costos utilizados, más que representar el valor real del metro de tubería colocado, nos permiten establecer una relación porcentual entre las opciones analizadas, es decir, se aproxima en términos relativos cual pudiera ser la diferencia en los costos de la colocación de tubería, sin incluir los costos de construcción de todas las demás estructuras; como pozos, cabezales de desfogue y estructuras disipadoras de energía como la mostrada en el **Anexo 5**.

Para este cálculo se contó con los costos de metro de tubería colocado de cuatro diferentes diámetros, que fueron brindados por Fuprovi del proyecto habitacional Las Anas en los Guido de Desamparados. Como solo se contaba con cinco diámetros distintos (ver Cuadro 28) fue necesario establecer una relación de la variación del costo con el diámetro con el fin de poder interpolar los valores de diámetros que no estaban. Esta interpolación se hizo graficando los valores de diámetros y costos para luego obtener la curva de mejor ajuste, que corresponde a una parábola. La ecuación de la curva obtenida se observa en la Figura 19.

Cuadro 28. Costo por metro lineal colocado de tubería tipo RibLoc

Diámetro RibLoc (m)	Costo por metro lineal colocado
----------------------------	--

0,200	¢22.000,00
0,300	¢27.597,00
0,400	¢38.648,00
0,500	¢62.848,00
1,000	¢143.083,00

Fuente: FUPROVI, 2014

Variación del costo de tubería colocado

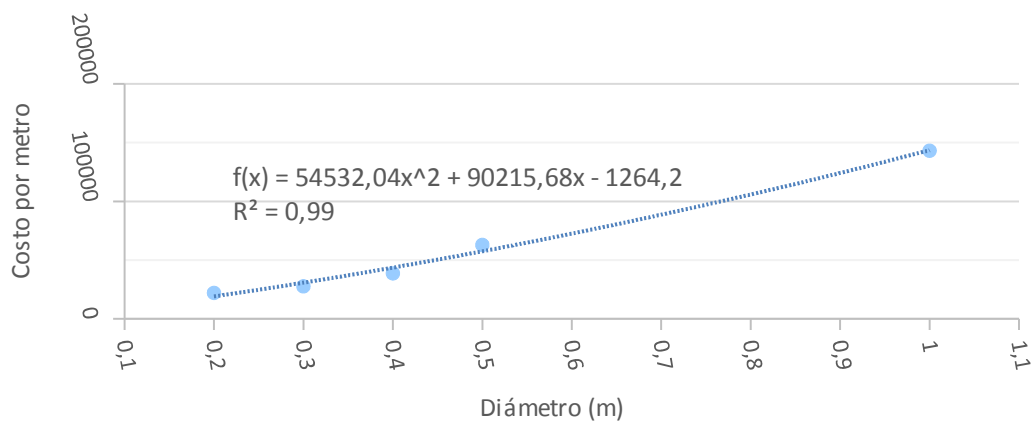


Figura 19. Interpolación de costos de tubería colocada

Utilizando la ecuación mostrada en el gráfico se interpolan los costos para todos los diámetros y se multiplican por la longitud de cada tipo de tubería de acuerdo con la opción que se analiza. Los resultados de este cálculo se muestran en el Cuadro 29.

Cuadro 29. Comparación de costos de las opciones analizadas

Diámetro (m)	Costo/metro	Flujo uniforme		Flujo no permanente: Opción 1		Flujo no permanente: Opción 2	
		Longitud (m)	Costo total	Longitud (m)	Costo total	Longitud (m)	Costo total
1.275	₡ 202,410	16.79	₡ 3,399,044	0.00	₡ -	0.00	₡ -
1.250	₡ 196,712	314.38	₡ 61,841,736	0.00	₡ -	0.00	₡ -
1.225	₡ 191,082	0.00	₡ -	0.00	₡ -	0.00	₡ -
1.200	₡ 185,521	278.78	₡ 51,719,974	0.00	₡ -	16.79	₡ 3,115,434
1.175	₡ 180,028	0.00	₡ -	0.00	₡ -	314.38	₡ 56,596,606
1.150	₡ 174,603	399.24	₡ 69,709,031	0.00	₡ -	0.00	₡ -
1.125	₡ 169,246	0.00	₡ -	0.00	₡ -	278.78	₡ 47,182,734
1.100	₡ 163,957	0.00	₡ -	119.74	₡ 19,632,865	0.00	₡ -
1.075	₡ 158,737	0.00	₡ -	0.00	₡ -	399.24	₡ 63,374,542
1.050	₡ 153,584	90.72	₡ 13,933,570	0.00	₡ -	0.00	₡ -
1.025	₡ 148,500	0.00	₡ -	211.43	₡ 31,396,728	0.00	₡ -
1.000	₡ 143,484	0.00	₡ -	278.78	₡ 40,000,729	90.72	₡ 13,017,240
0.975	₡ 138,536	0.00	₡ -	399.24	₡ 55,309,558	0.00	₡ -
0.950	₡ 133,656	42.00	₡ 5,614,225	0.00	₡ -	0.00	₡ -
0.925	₡ 128,845	549.70	₡ 70,825,850	0.00	₡ -	0.00	₡ -
0.900	₡ 124,101	546.97	₡ 67,880,065	0.00	₡ -	0.00	₡ -
0.875	₡ 119,426	0.00	₡ -	0.00	₡ -	591.71	₡ 70,664,883
0.850	₡ 114,819	271.24	₡ 31,143,846	90.72	₡ 10,416,671	546.97	₡ 62,802,863
0.825	₡ 110,280	0.00	₡ -	0.00	₡ -	0.00	₡ -
0.800	₡ 105,809	0.00	₡ -	42.00	₡ 4,444,510	0.00	₡ -
0.775	₡ 101,406	603.31	₡ 61,179,068	549.70	₡ 55,743,147	271.24	₡ 27,505,850
0.750	₡ 97,072	0.00	₡ -	546.97	₡ 53,095,871	117.57	₡ 11,412,276
0.725	₡ 92,806	0.00	₡ -	0.00	₡ -	485.74	₡ 45,079,508
0.700	₡ 88,608	0.00	₡ -	117.57	₡ 10,417,162	0.00	₡ -
0.675	₡ 84,478	93.60	₡ 7,907,325	271.24	₡ 22,914,039	0.00	₡ -
0.650	₡ 80,416	0.00	₡ -	0.00	₡ -	93.60	₡ 7,527,133
0.625	₡ 76,422	97.03	₡ 7,415,282	485.74	₡ 37,121,421	0.00	₡ -
0.600	₡ 72,497	0.00	₡ -	190.63	₡ 13,820,287	97.03	₡ 7,034,396
0.575	₡ 68,640	17.18	₡ 1,178,979	0.00	₡ -	0.00	₡ -
0.550	₡ 64,851	103.39	₡ 6,704,610	0.00	₡ -	17.18	₡ 1,113,896
0.525	₡ 61,130	153.09	₡ 9,358,163	0.00	₡ -	0.00	₡ -
0.500	₡ 57,477	0.00	₡ -	59.47	₡ 3,418,026	103.39	₡ 5,942,272
0.475	₡ 53,892	11.87	₡ 639,719	0.00	₡ -	0.00	₡ -
0.450	₡ 50,376	146.52	₡ 7,381,201	214.18	₡ 10,789,541	153.09	₡ 7,711,885
0.425	₡ 46,927	32.97	₡ 1,547,340	0.00	₡ -	0.00	₡ -
0.400	₡ 43,547	267.27	₡ 11,638,796	11.87	₡ 516,922	158.39	₡ 6,897,604
0.375	₡ 40,235	449.70	₡ 18,094,002	896.47	₡ 36,069,704	749.94	₡ 30,174,300
Totales		₡ 509,111,827.07		₡ 405,107,181.01		₡ 467,153,422.35	

Comparación relativa	1	0,80	0,92
----------------------	---	------	------

Analizando los resultados presentados en el cuadro anterior se tiene que, en términos relativos, la opción 1, es 20% más económica que el diseño en flujo uniforme, mientras que la opción 2 lo es en un 8%. Bajo estas condiciones la opción más económica, en cuanto a colocación de tubería, corresponde a la 1, es decir el diseño en flujo uniforme para 10 años mejorado mediante el análisis en flujo no permanente para el mismo periodo de retorno.

Ahora cuando se realiza la comparación de forma más general entre las dos opciones el criterio económico debe analizarse en conjunto con el comportamiento de la red a plazos más largos, entonces en este caso se considera la opción 2 como la más adecuada, pues considera un evento de precipitación mayor, es decir podrían excederse las intensidades con las cuales fueron diseñadas y, como se demostró anteriormente, la opción 2 presentaba un mejor comportamiento cuando se analizaron eventos de 50 y 100 años, con conductos en menor tiempo en condición limitada y menor cantidad de pozos inundados y con menores tiempos en sobrecarga disminuyendo la afectación a la infraestructura existente.

Otro aspecto que se debe considerar para la elección de una u otra opción, es el problema de la entrada de aguas externas a Cot, mostradas en la Figura 7 como las áreas 1 y 2, pues si bien, existe la ruta #219 que tiene cunetas construidas a ambos extremos, en eventos de precipitación intensos estas se desbordan provocando que la mayor parte de la escorrentía ingrese a Cot por las carreteras al oeste. Con esta condición se analizaron las dos opciones propuestas considerando que toda la escorrentía generada por las áreas 1 y 2 ingresan a la red de drenaje 1 en los pozos PP-1 y PP-9 respectivamente.

Entonces, en el caso de la opción 1 al considerar estas áreas la red 1 presenta problemas de sobrecarga en 8 tramos y se presenta inundación en 3 pozos (PP-1, PP-2 y PP-4), mientras que para la opción 2 la cantidad de conductos que se sobrecargan disminuye a 4 mientras que la cantidad de pozos que se inundan se mantienen en 3 (PP-1, PP-2 y PP-9). Ambas opciones solo fueron analizadas para el periodo de retorno con el cual se mejoraron, 10 y 25 años respectivamente. Debido a lo anterior, nuevamente la opción 2 es la más adecuada para la situación actual de Cot.

Como última parte de este análisis se muestran en el Anexo 6 las características de los pozos y conductos de las dos opciones analizadas.

Capítulo 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se muestran las conclusiones y recomendaciones finales sobre los resultados obtenidos en el presente proyecto.

Debido a la topografía de la zona, el uso de tubería de concreto se desestimó pues no era posible cumplir con las velocidades máximas recomendadas por el fabricante. Las opciones analizadas corresponden solo a RibLoc.

El área total de drenaje del cuadrante principal de Cot y de las áreas de cultivo ubicadas al norte y al oeste puede considerarse como un área pequeña pues es de $1,1 \text{ km}^2$, lo cual permite aplicar el método racional como análisis hidrológico para obtener caudales máximos instantáneos para el diseño del alcantarillado pluvial utilizando información IDF de la zona de Cartago.

Mediante el método racional se obtuvieron caudales máximos instantáneos para 10 años de periodo de retorno cuyo valor máximo alcanza los $10,67 \text{ m}^3/\text{s}$, que corresponde al caudal del tramo TR-21 de la Red 1, mientras que para este mismo tramo el caudal estimado por el programa SWMM 5.0 es de $6,34 \text{ m}^3/\text{s}$ para un evento de 10 años de periodo el cual es un 41% menor y para el periodo de retorno de 25 años se obtuvo un caudal de $7,73 \text{ m}^3/\text{s}$ siendo un 27% menor.

Cuando se comparan los caudales de todos los tramos diseñados en flujo uniforme con los calculados en flujo no permanente se observa que en promedio los caudales obtenidos en flujo no permanente para 10 años son menores en un 30% que los de flujo uniforme mientras que son menores en un 20% para 25 años. De forma similar, comparando la relación de profundidad del agua entre el diámetro (y/D), en todos los conductos se observa que esta relación, para la condición de flujo no permanente en 10 años, es en promedio un 20% menor que el diseño en flujo uniforme mientras que para 25 años lo es en un 10%.

Dada la disminución de caudales y de la relación y/D producto del análisis de las redes en flujo no permanente fue posible realizar una disminución de diámetros y una pequeña disminución de las profundidades de los pozos, tanto para 10 como para 25 años de periodo de retorno.

La comparación de la opción mejorada 1 (mejoramiento en flujo no permanente en 10 años de periodo de retorno) contra el diseño en flujo uniforme para 10 años, muestra que la primera es

un 20% más económica, mientras que la opción mejorada 2 (mejoramiento en flujo no permanente en 25 años de periodo de retorno) lo es en un 8%.

Como otro aspecto de comparación, con el fin de determinar cuál es la mejor opción para las condiciones actuales de Cot, se analizaron los dos conjuntos de redes (opción mejorada 1 y opción mejorada 2) para periodos de retorno de 50 y 100 años. De acuerdo a los resultados obtenidos de este análisis, se determinó que la opción que mejor se adapta a la solución del problema de las aguas pluviales de Cot es la 2, pues presentó un mejor comportamiento ante los eventos de 50 y 100 años. Este mejor comportamiento se ve reflejado en la cantidad de conductos que funcionan con capacidad limitada, pues fue menor en la opción 2 que la opción 1. De forma similar ocurre con la cantidad de pozos que entran en sobrecarga o se inundan, permitiendo que el agua se desborde y pueda causar daños a la infraestructura de la zona, pues esta fue sustancialmente menor para la opción 2.

Cuando se analizaron las opciones mejoradas incluyendo los caudales generados por las subcuencas 1 y 2, que corresponden a zonas agrícolas, la opción mejorada 2 presentó mejor comportamiento pues tiene mayor capacidad de transportar la escorrentía producida por esas áreas habiendo sobrecarga solo en cuatro conductos y tres pozos.

Según lo expuesto anteriormente se muestra que el mejoramiento del diseño hecho para 25 años de periodo de retorno mediante flujo no permanente es el que mejor se adapta a la solución de la condición actual de Cot en cuanto al problema de evacuación de aguas pluviales.

Como principal recomendación se destaca las prácticas de conservación de los suelos dedicados al cultivo. En este caso en particular debido a que el tema de conservación de suelos es estas zonas no fue corroborado en campo, las áreas de drenaje definidas como subcuencas 1 y 2 y las demás áreas con porcentajes de uso agrícola, se consideraron al momento de definir sus parámetros de infiltración como tierra cultivada sin tratamientos de conservación lo cual disminuye su capacidad de infiltración generando mayor escorrentía y erosión de suelos. Es necesario entonces en el caso de que no se estén aplicando dichas medidas, empezar a implementarlas, y si ya están siendo aplicadas mejorarlas con nuevas técnicas.

Si bien, el diseño de las soluciones contempló las coberturas máximas definidas por el plan regulador y la expansión urbana hacia el norte del cuadrante principal, es evidente que se debe construir la infraestructura tanto diseñada en este trabajo como las estructuras

complementarias que componen el alcantarillado pluvial, entiéndanse tragantes, cunetas y contracunetas antes de permitir la expansión antes descrita, esto con el fin de no agravar la situación de desbordamientos presentada actualmente en el distrito de Cot.

Se recomienda seguir con la línea de investigación propuesta en el presente proyecto, con el fin de actualizar y mejorar la normativa propuesta por el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA). Resultados obtenidos en este proyecto demuestran que la metodología, diseño a tubo lleno utilizando método racional, propuesta y aprobada por el AyA resulta insuficiente y obsoleta, para modelar de manera precisa los sistemas de alcantarillados pluviales, cuando se comparan contra análisis regímenes más realistas como lo es el flujo no permanente, por lo cual la normativa debería dirigirse hacia esta forma de diseñar los sistemas pluviales.

BIBLIOGRAFÍA

American Society of Civil Engineers (ASCE). (1982). *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction. ASCE Manual of Practice No 60*. New York: ASCE.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (1994). *Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems*. New York: ASCE.

Chow, V. T. (1994) *A general formula for hydrologic frequency analysis, Trans. Am. Geophysical Union*. Vol 32. No. 2

Chow, V. T, Maidment, D, & Mays, L. (1994) *Hidrología Aplicada*. Bogotá: McGraw-Hil.

Chow, V. T. (1994) *Hidráulica de canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hil.

Comisión para el ordenamiento y manejo de la cuenca del Rio Reventazón (COMCURE). (2000). *Estudios de diagnóstico, Plan de manejo integral de la cuenca del Rio Reventazón*. Cartago: COMCURE.

Cunanne, C. (1978) *Unbiased plotting positions- a review, J Hydrol*. Vol 37.

Gómez, M, (2007). *Calculo hidráulico en la red de drenaje usando SWMM 5.0*. En: *Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante el código SWMM 5.0*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

Gómez, M, (2007). *Perdidas de precipitación y transformación lluvia-caudal en SWMM 5.0*. En: *Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante el código SWMM 5.0*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA). (2007). *Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos*. San José: AyA.

Instituto Meteorológico Nacional (IMN). (2009). *Atlas Climatológico*. San José: IMN.

López, R. (2003). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. (2^{da} ed.). Bogotá: Escuela Colombiana de ingeniería.

Maroto, E. (2011). *Distribución temporal de la precipitación en el valle del Guarco*. Trabajo de graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

McCuen, R. (1996). *Hydrology*. FHWA-SA-96-067, Washington DC: Federal Highway Administration.

Municipalidad de Oreamuno. (2012). *Mejoramiento de canalización de aguas en la comunidad de Cot de Oreamuno*. Cartago: Municipalidad de Oreamuno.

Municipalidad de Oreamuno (2013). *Mapa de zonificación de Cot*. En: *Plan regulador del cantón Oreamuno*. Cartago: Municipalidad de Oreamuno.

Murillo, R. (1994). *Estudio de intensidades de lluvia en la Cuenca del Río Virilla*. Informe final de proyecto de graduación. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Planificación Regional y Urbana del Gran Área Metropolitana (PRUGAM) (2009). *Mapas de uso de la tierra en escala 1:10000 de la GAM*. San José: PRUGAM.

Roesner, L. (1982). *Urban runoff process, in Urban Stormwater Hydrology*. Washington D.C.: American Geophysical Union.

Soil Conservation Service. (1986). *Urban Hydrology for Small Watersheds*. (2^{da} ed). Washington D.C: SCS.

Vahrson, W., Alfaro, M., & Aráuz. (1992). *Curvas de intensidad, duración y frecuencia para los centros urbanos más importantes de Costa Rica*. San José: Asociación Costarricense de recursos hídricos y saneamiento ambiental.

ANEXOS

Anexo 1

Cuadro de relaciones hidráulicas para tuberías parcialmente llenas en función de q/Q para n/N variable

q/Q	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	Relación
0,0	0,000	0,290	0,344	0,386	0,419	0,445	0,468	0,488	0,506	0,523	v/V
	0,000	0,076	0,108	0,131	0,152	0,169	0,186	0,201	0,215	0,228	d/D
	0,000	0,195	0,273	0,328	0,375	0,415	0,452	0,485	0,515	0,542	t/T
	0,000	0,041	0,067	0,086	0,102	0,116	0,128	0,140	0,151	0,161	H/D
0,1	0,539	0,553	0,567	0,579	0,591	0,602	0,614	0,625	0,636	0,646	v/V
	0,241	0,253	0,265	0,276	0,287	0,297	0,307	0,317	0,326	0,335	d/D
	0,568	0,592	0,615	0,637	0,658	0,678	0,697	0,715	0,732	0,748	t/T
	0,170	0,179	0,188	0,197	0,205	0,213	0,221	0,229	0,236	0,244	H/D
0,2	0,656	0,665	0,674	0,683	0,692	0,700	0,708	0,716	0,724	0,732	v/V
	0,344	0,353	0,362	0,370	0,379	0,387	0,395	0,403	0,411	0,418	d/D
	0,764	0,779	0,794	0,809	0,822	0,836	0,849	0,862	0,874	0,885	t/T
	0,251	0,258	0,266	0,273	0,280	0,287	0,294	0,300	0,307	0,314	H/D
0,3	0,739	0,747	0,754	0,761	0,768	0,775	0,782	0,788	0,795	0,801	v/V
	0,426	0,433	0,440	0,448	0,455	0,462	0,469	0,476	0,483	0,490	d/D
	0,897	0,908	0,918	0,929	0,939	0,949	0,959	0,968	0,978	0,987	t/T
	0,321	0,328	0,334	0,341	0,348	0,354	0,361	0,368	0,374	0,381	H/D
0,4	0,807	0,813	0,819	0,825	0,83	0,836	0,841	0,847	0,852	0,857	v/V
	0,497	0,503	0,51	0,517	0,523	0,53	0,537	0,543	0,55	0,556	d/D
	0,996	1,004	1,013	1,021	1,029	1,037	1,045	1,052	1,059	1,067	t/T
	0,388	0,395	0,402	0,408	0,415	0,422	0,429	0,436	0,443	0,450	H/D
0,5	0,862	0,857	0,872	0,877	0,882	0,887	0,891	0,896	0,900	0,904	v/V
	0,563	0,569	0,576	0,582	0,598	0,595	0,602	0,608	0,614	0,621	d/D
	1,074	1,080	1,087	1,083	1,100	1,106	1,112	1,118	1,124	1,129	t/T
	0,458	0,465	0,472	0,479	0,487	0,494	0,502	0,510	0,518	0,526	H/D
0,6	0,909	0,913	0,917	0,921	0,925	0,929	0,933	0,937	0,941	0,944	v/V
	0,627	0,634	0,640	0,646	0,653	0,659	0,666	0,672	0,679	0,686	d/D
	1,135	1,140	1,145	1,150	1,155	1,159	1,164	1,168	1,173	1,177	t/T
	0,534	0,542	0,550	0,559	0,568	0,576	0,585	0,595	0,604	0,614	H/D
0,7	0,948	0,951	0,955	0,959	0,963	0,967	0,970	0,974	0,977	0,981	v/V
	0,692	0,699	0,705	0,712	0,718	0,724	0,731	0,738	0,744	0,751	d/D
	1,181	1,184	1,188	1,191	1,194	1,197	1,200	1,202	1,205	1,207	t/T
	0,623	0,633	0,644	0,654	0,665	0,677	0,688	0,700	0,713	0,725	H/D
0,8	0,984	0,988	0,991	0,994	0,997	1,000	1,003	1,007	1,012	1,016	v/V
	0,758	0,764	0,771	0,778	0,785	0,792	0,800	0,806	0,812	0,818	d/D
	1,209	1,211	1,213	1,214	1,215	1,216	1,217	1,217	1,217	1,217	t/T
	0,739	0,753	0,767	0,783	0,798	0,815	0,833	0,852	0,871	0,892	H/D
0,9	1,020	1,024	1,028	1,032	1,036	1,040	1,043	1,047	1,050	1,053	v/V
	0,825	0,831	0,838	0,845	0,852	0,859	0,866	0,874	0,881	0,890	d/D
	1,217	1,216	1,215	1,214	1,213	1,211	1,209	1,206	1,200	1,198	t/T
	0,915	0,940	0,966	0,995	1,027	1,063	1,103	1,149	1,202	1,265	H/D
1,0	1,056	1,059	1,061	1,063							v/V
	0,898	0,908	0,918	0,930							d/D
	1,193	1,187	1,179	1,168							t/T
	1,344	1,445	1,584								H/D

Fuente: López, 2003.

q = caudal real

v = velocidad real

d = altura de lámina

t = fuerza tractiva real

Q = caudal lleno

V = velocidad lleno

D = diámetro interno

T = fuerza tractiva lleno

Anexo 2

Análisis estadístico de precipitaciones máximas diarias.

A continuación se muestran los cuadros con los resultados para calcular las precipitaciones máximas diarias de diseño y las posiciones de graficación para el ajuste de la distribución.

Cuadro 30. Ajuste de probabilidades para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73011 Sanatorio Durán.

Año	Precipitación máxima diaria (mm)	log (P_{Max})	m	TR Cunanne empírico (años)	Probabilidad de no excedencia empírica
1951	154,0	2,188	1	113,7	0,9912
1970	134,8	2,130	2	42,6	0,9765
1969	120,9	2,082	3	26,2	0,9619
1988	110,0	2,041	4	18,9	0,9472
2004	105,2	2,022	5	14,8	0,9326
1957	98,8	1,995	6	12,2	0,9179
1946	96,1	1,983	7	10,3	0,9032
2009	94,5	1,975	8	9,0	0,8886
1955	93,5	1,971	9	7,9	0,8739
1968	93,0	1,968	10	7,1	0,8592
1998	91,2	1,960	11	6,4	0,8446
1947	90,0	1,954	12	5,9	0,8299
1945	88,0	1,944	13	5,4	0,8152
1971	85,0	1,929	14	5,0	0,8006
2006	84,8	1,928	15	4,7	0,7859
2010	83,6	1,922	16	4,4	0,7713
1944	82,2	1,915	17	4,1	0,7566
1990	79,0	1,898	18	3,9	0,7419
1978	78,6	1,895	19	3,7	0,7273
1984	78,5	1,895	20	3,5	0,7126
1986	77,3	1,888	21	3,3	0,6979
1987	73,0	1,863	22	3,2	0,6833
1956	71,8	1,856	23	3,0	0,6686
1979	70,9	1,851	24	2,9	0,6540
2008	70,6	1,849	25	2,8	0,6393
1975	70,3	1,847	26	2,7	0,6246
1977	69,9	1,844	27	2,6	0,6100
1994	68,6	1,836	28	2,5	0,5953
2005	68,1	1,833	29	2,4	0,5806
1950	66,5	1,823	30	2,3	0,5660
1996	65,8	1,818	31	2,2	0,5513
2003	65,3	1,815	32	2,2	0,5367
1999	64,8	1,812	33	2,1	0,5220
1949	64,0	1,806	34	2,0	0,5073
1943	64,0	1,806	35	2,0	0,4927
1980	63,7	1,804	36	1,9	0,4780
2002	63,3	1,801	37	1,9	0,4633

1982	62,9	1,799	38	1,8	0,4487
1997	62,5	1,796	39	1,8	0,4340
1952	62,1	1,793	40	1,7	0,4194
1966	60,7	1,783	41	1,7	0,4047
1965	58,9	1,770	42	1,6	0,3900
1995	57,0	1,756	43	1,6	0,3754
1972	55,6	1,745	44	1,6	0,3607
1974	55,4	1,744	45	1,5	0,3460
1967	55,2	1,742	46	1,5	0,3314
2013	55,1	1,741	47	1,5	0,3167
1981	54,7	1,738	48	1,4	0,3021
1973	54,3	1,735	49	1,4	0,2874
2000	54,1	1,733	50	1,4	0,2727
2011	52,6	1,721	51	1,3	0,2581
1983	52,2	1,718	52	1,3	0,2434
1964	52,0	1,716	53	1,3	0,2287
1954	51,9	1,715	54	1,3	0,2141
1976	51,6	1,713	55	1,2	0,1994
2007	49,8	1,697	56	1,2	0,1848
2012	49,5	1,695	57	1,2	0,1701
1993	49,2	1,692	58	1,2	0,1554
1992	48,2	1,683	59	1,2	0,1408
1985	48,2	1,683	60	1,1	0,1261
1953	45,5	1,658	61	1,1	0,1114
1959	43,8	1,641	62	1,1	0,0968
1989	41,0	1,613	63	1,1	0,0821
1963	39,8	1,600	64	1,1	0,0674
1991	39,3	1,594	65	1,1	0,0528
2001	36,7	1,565	66	1,0	0,0381
1958	35,8	1,554	67	1,0	0,0235
1948	34,0	1,531	68	1,0	0,0088

Cuadro 31. Variables estadísticas para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73011 Sanatorio Durán.

Cantidad de datos [n]	68
Promedio	68,66
Desviación estándar	23,10

Cuadro 32. Precipitaciones máximas diarias estimadas para distintos periodos de retorno para la estación 73011 Sanatorio Durán.

TR (años)	K_{TR}	$P_{Máxima\ diaria} (mm)$
1	-1,1320	42,51
2	-0,1643	64,87
5	0,7195	85,29
10	1,3046	98,80
15	1,6347	106,43
20	1,8658	111,77
25	2,0438	115,88
50	2,5923	128,56
100	3,1367	141,13

Ajuste distribucion de valor extremo Tipo 1 Estacion 73011 Sanatorio Durán

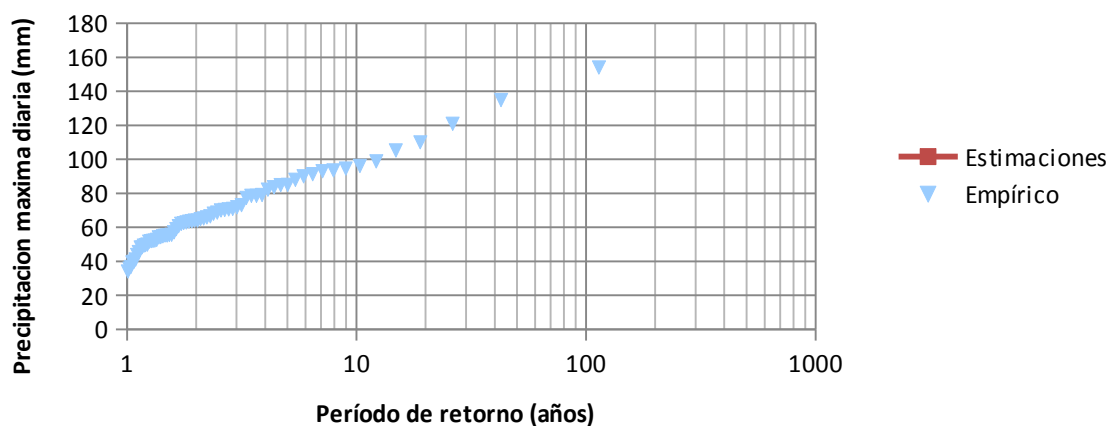


Figura 20. Ajuste de distribución de valor extremo Tipo 1 Estación 73011 Sanatorio Durán

Cuadro 33. Ajuste de probabilidades para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73112 San Blás.

Año	Precipitación máxima diaria (mm)	log (Pmax)	m	TR Cunanne empírico (años)	Probabilidad de no excedencia empírica
1988	148,6	2,172	1	43,7	0,9771
2010	102,4	2,010	2	16,4	0,9389
2006	96,3	1,984	3	10,1	0,9008
2008	91,2	1,960	4	7,3	0,8626
1994	89,1	1,950	5	5,7	0,8244
2013	88,7	1,948	6	4,7	0,7863
2004	85,6	1,932	7	4,0	0,7481
1993	84,4	1,926	8	3,4	0,7099
2003	84,0	1,924	9	3,0	0,6718
1990	78,0	1,892	10	2,7	0,6336
1996	75,2	1,876	11	2,5	0,5954
2005	72,4	1,860	12	2,3	0,5573
1995	71,7	1,856	13	2,1	0,5191
1998	70,6	1,849	14	1,9	0,4809
1992	69,6	1,843	15	1,8	0,4427
1999	66,6	1,823	16	1,7	0,4046
1991	62,2	1,794	17	1,6	0,3664
2009	57,2	1,757	18	1,5	0,3282
1997	54,5	1,736	19	1,4	0,2901
2007	51,6	1,713	20	1,3	0,2519
2002	51,4	1,711	21	1,3	0,2137
2000	49,4	1,694	22	1,2	0,1756
2011	47,5	1,677	23	1,2	0,1374
2001	47,0	1,672	24	1,1	0,0992
1989	35,8	1,554	25	1,1	0,0611

2012	35,3	1,548	26	1,0	0,0229
------	------	-------	----	-----	--------

Cuadro 34. Variables estadísticas para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73112 San Blás.

Cantidad de datos [n]	26
Promedio	71,78
Desviación estándar	24,28

Cuadro 35. Precipitaciones máximas diarias estimadas para distintos periodos de retorno para la estación 73112 San Blás.

TR (años)	K_{TR}	$P_{Máxima\ diaria} (mm)$
1	-1,1320	44,29
2	-0,1643	67,79
5	0,7195	89,25
10	1,3046	103,46
15	1,6347	111,48
20	1,8658	117,09
25	2,0438	121,41
50	2,5923	134,73
100	3,1367	147,95

Ajuste distribucion de valor extremo Tipo 1 Estacion 73112 San Blás

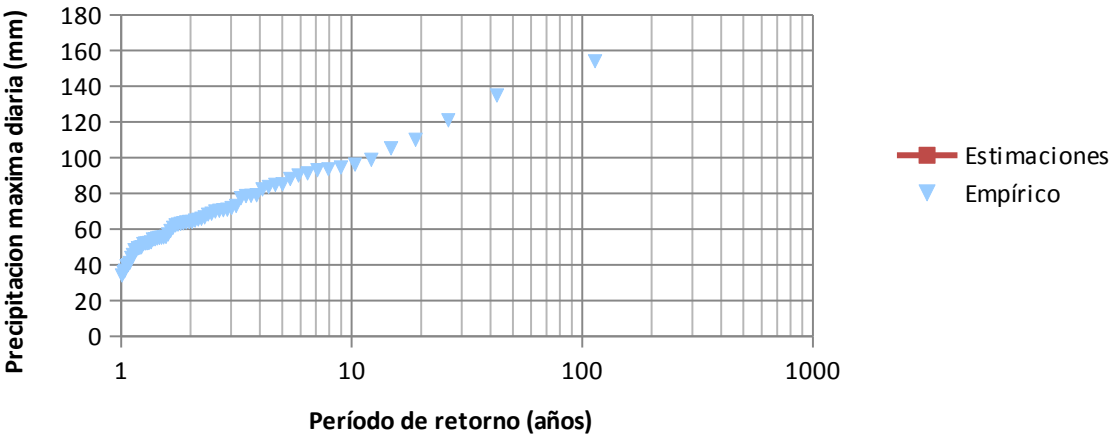


Figura 21. Ajuste de distribución de valor extremo Tipo 1 Estación 73112 San Blás

Cuadro 36. Ajuste de probabilidades para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73104 Cóncavas.

Año	Precipitación máxima diaria (mm)	log (Pmax)	m	TR Cunanne empírico (años)	Probabilidad de no excedencia empírica
2012	117,6	2,070	1	63,7	0,9843
2003	99,9	2,000	2	23,9	0,9581
2010	95,3	1,979	3	14,7	0,9319
2002	92,8	1,968	4	10,6	0,9058
1984	92,8	1,968	5	8,3	0,8796
2005	77,7	1,890	6	6,8	0,8534
1998	75,0	1,875	7	5,8	0,8272
2006	74,2	1,870	8	5,0	0,8010
1978	72,0	1,857	9	4,4	0,7749
1996	70,0	1,845	10	4,0	0,7487
1979	69,0	1,839	11	3,6	0,7225
2000	68,5	1,836	12	3,3	0,6963
1999	68,0	1,833	13	3,0	0,6702
1981	67,2	1,827	14	2,8	0,6440
1990	66,1	1,820	15	2,6	0,6178
1997	66,0	1,820	16	2,4	0,5916
1993	66,0	1,820	17	2,3	0,5654
1987	65,8	1,818	18	2,2	0,5393
1988	65,7	1,818	19	2,1	0,5131
1992	65,6	1,817	20	1,9	0,4869
2004	65,3	1,815	21	1,9	0,4607
2001	64,0	1,806	22	1,8	0,4346
1989	63,3	1,801	23	1,7	0,4084
1986	62,0	1,792	24	1,6	0,3822
1985	62,0	1,792	25	1,6	0,3560
1982	61,8	1,791	26	1,5	0,3298
2008	61,2	1,787	27	1,4	0,3037
2011	60,7	1,783	28	1,4	0,2775
1980	59,0	1,771	29	1,3	0,2513
1995	58,0	1,763	30	1,3	0,2251
2013	57,9	1,763	31	1,2	0,1990
1983	56,3	1,751	32	1,2	0,1728
1991	55,5	1,744	33	1,2	0,1466
2007	53,6	1,729	34	1,1	0,1204
1994	50,0	1,699	35	1,1	0,0942
1977	46,0	1,663	36	1,1	0,0681
1976	46,0	1,663	37	1,0	0,0419
2009	40,9	1,612	38	1,0	0,0157

Cuadro 37. Variables estadísticas para las precipitaciones máximas diarias de la estación 73104 Cóncavas.

Cantidad de datos [n]	38
Promedio \bar{x}	67,33
Desviación estándar s_x	15,36

Cuadro 38. Precipitaciones máximas diarias estimadas para distintos periodos de retorno para la estación 73104 Cóncavas.

TR (años)	K_{TR}	$P_{Máxima\ diaria} (mm)$
1	-1,1320	49,94
2	-0,1643	64,81
5	0,7195	78,39
10	1,3046	87,38
15	1,6347	92,45
20	1,8658	96,00
25	2,0438	98,73
50	2,5923	107,16
100	3,1367	115,52

Ajuste distribucion de valor extremo Tipo 1 Estacion 73104 Cóncavas

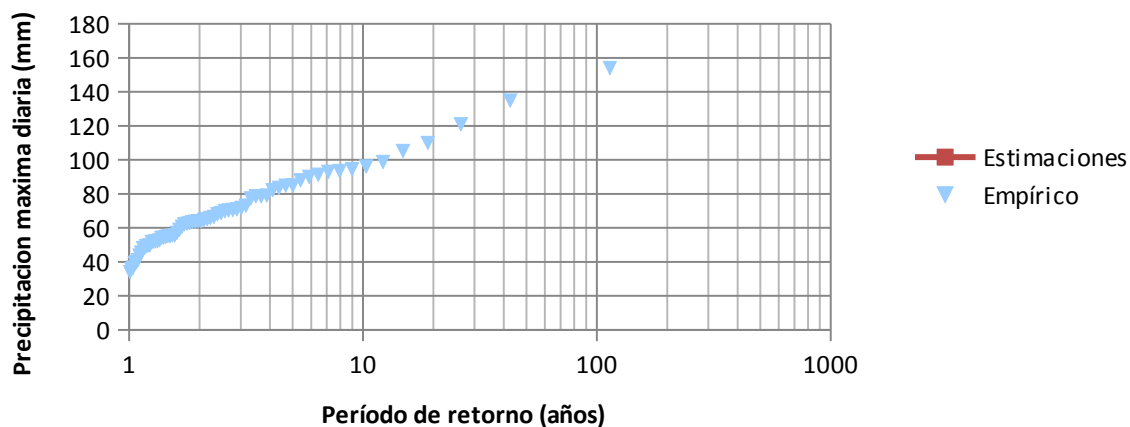


Figura 22. Ajuste de distribución de valor extremo Tipo 1 Estación 73104 Cóncavas

Anexo 3

Cálculos de precipitación máxima diaria estimada: Uso de mapas de precipitación.

A continuación se muestran los cuadros con los resultados para el cálculo de la precipitación máxima diaria promedio o precipitación de diseño.

Cuadro 39. Área entre isoyetas para precipitación con un periodo de retorno de 10 años

Precipitación Mínima	Precipitación Máxima	Promedio (mm)	Área (m ²)
102,3	103	102,65	36877,02
103	104	103,5	219915,11
108	109	108,5	102772,15
107	108	107,5	239536,10
104	105	104,5	339365,83
106	107	106,5	311731,76
105	106	105,5	342494,17
		Σ	1592692,14

Cuadro 40. Área entre isoyetas para precipitación con un periodo de retorno de 25 años

Precipitación Mínima	Precipitación Máxima	Promedio (mm)	Área (m ²)
121,3	122	121,65	30524,28
122	123	122,5	134929,44
129	129,8	129,4	43008,81
123	124	123,5	239430,22
128	129	128,5	144734,39
127	128	127,5	208054,44
124	125	124,5	273027,89
		Σ	1592692,19

Cuadro 41. Área entre isoyetas para precipitación con un periodo de retorno de 50 años

Precipitación Mínima	Precipitación Máxima	Promedio (mm)	Área (m ²)
135,3	136	135,65	21559,91
136	137	136,5	94578,04
145	145,1	145,05	2914,21
137	138	137,5	177419,02
144	145	144,5	71373,95
143	144	143,5	137837,93
138	139	138,5	225092,89
142	143	142,5	182040,21
141	142	141,5	213334,42
140	141	140,5	229972,63
139	140	139,5	236568,94
		Σ	1592692,15

Cuadro 42. Área entre isoyetas para precipitación con un periodo de retorno de 100 años

Precipitación Mínima	Precipitación Máxima	Promedio (mm)	Área (m ²)
149,3	150	149,65	20528,96
150	151	150,5	76184,63
151	152	151,5	138255,60
160	160,4	160,2	15099,31
159	160	159,5	75006,01
152	153	152,5	186458,47
158	159	158,5	124716,48
157	158	157,5	158933,58
150	151	150,5	205870,17
156	157	156,5	182800,29
155	156	155,5	200483,60
151	152	151,5	208355,07
		Σ	1592692,17

La fórmula para calcular la precipitación máxima promedio para cada periodo de retorno es:

$$P_{max_{TR}} = \frac{\sum Promedio * Area}{\sum Area}$$

Anexo 4

Pluviogramas característicos de la estación 73011 Sanatorio Durán.

Cuadro 43. Pluviogramas característicos de la estación 73011 Sanatorio Durán

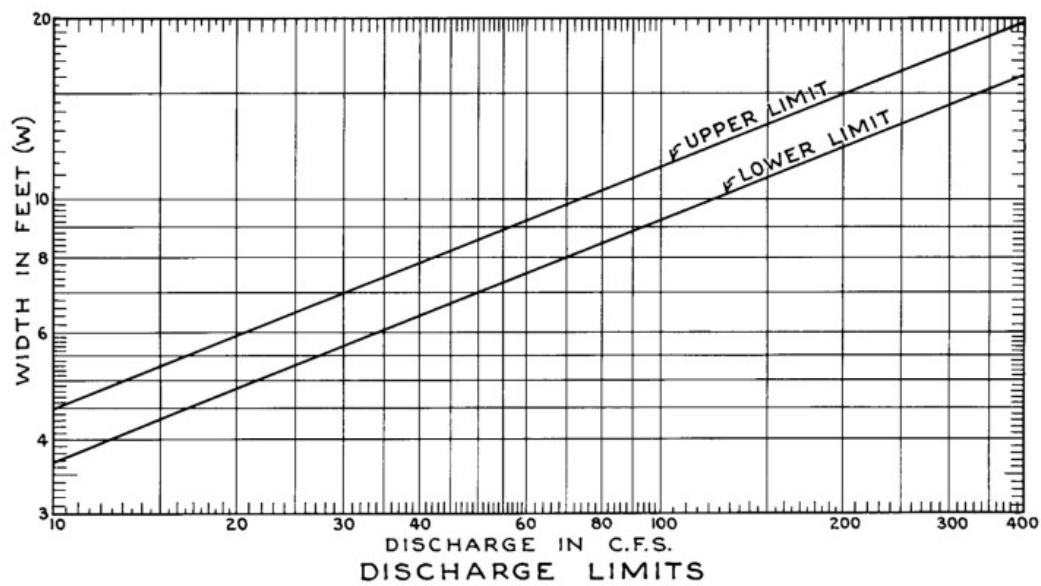
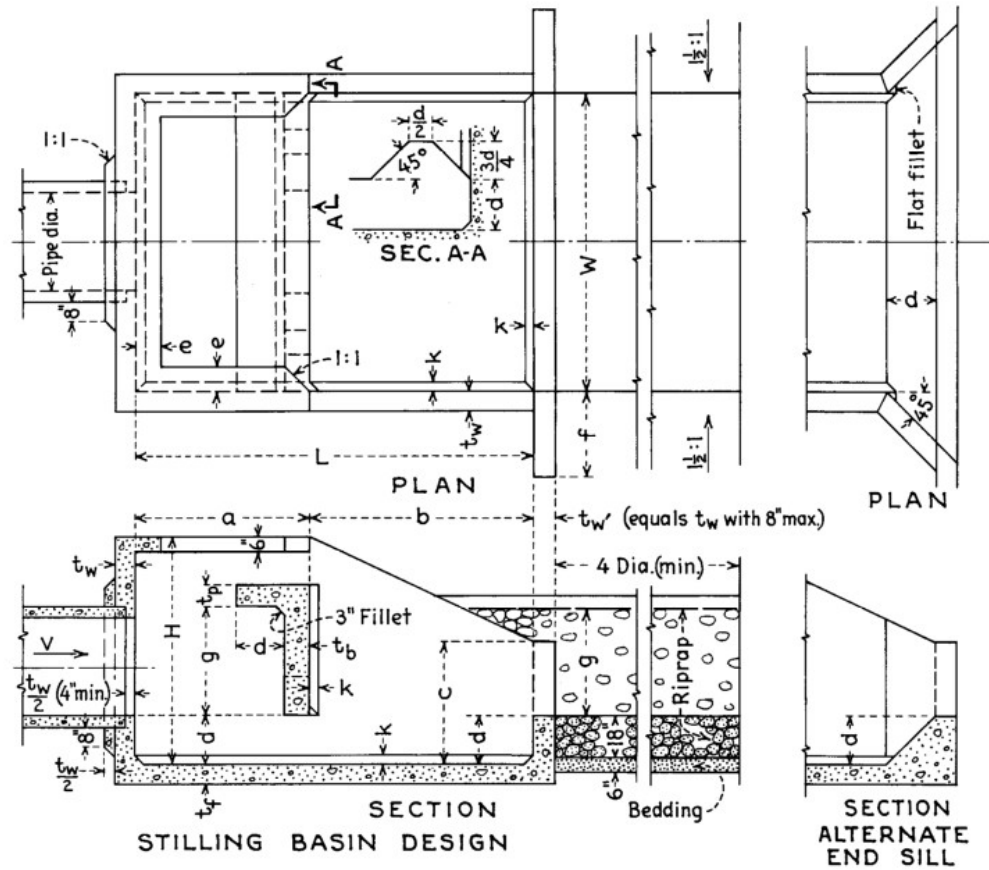
Tiempo (min)	% de precipitación				
	Corta duración		Larga duración		
	Tipo 1C	Tipo 2C	1La	4L	2L
0:10	3,87%	0,95%	1,52%	0,33%	0,65%
0:20	4,86%	1,46%	1,40%	0,41%	0,42%
0:30	11,48%	2,35%	7,55%	0,10%	0,99%
0:40	13,58%	4,11%	10,09%	0,30%	0,30%
0:50	8,03%	5,48%	6,82%	0,22%	0,50%
1:00	6,43%	10,74%	2,37%	0,31%	1,01%
1:10	5,93%	8,32%	1,37%	0,38%	1,02%
1:20	3,52%	5,16%	1,59%	0,43%	0,89%
1:30	2,71%	4,53%	2,09%	0,66%	0,40%
1:40	2,82%	4,43%	0,85%	0,51%	0,89%
1:50	3,46%	6,49%	0,61%	0,44%	0,86%
2:00	2,37%	9,94%	0,51%	0,69%	0,92%
2:10	1,78%	7,71%	0,75%	0,63%	0,25%
2:20	1,59%	5,73%	0,34%	0,60%	0,25%
2:30	1,25%	5,20%	0,27%	0,39%	0,65%
2:40	2,36%	3,94%	1,02%	0,31%	0,62%
2:50	2,06%	2,31%	1,12%	0,33%	1,00%
3:00	1,51%	1,43%	3,43%	0,66%	0,12%
3:10	2,15%	1,67%	2,75%	0,41%	0,00%
3:20	1,53%	1,23%	2,38%	0,24%	0,27%
3:30	1,32%	1,03%	0,53%	0,50%	0,15%
3:40	1,44%	0,69%	0,45%	0,28%	0,00%
3:50	1,16%	0,51%	0,43%	0,47%	0,00%
4:00	0,94%	0,41%	0,77%	0,73%	0,00%
4:10	1,05%	0,38%	1,42%	0,60%	0,00%
4:20	0,91%	0,27%	1,04%	0,42%	0,00%
4:30	1,03%	0,18%	1,19%	0,57%	0,00%
4:40	1,00%	0,19%	1,30%	0,42%	0,00%
4:50	0,92%	0,16%	0,93%	0,43%	0,00%
5:00	0,89%	0,11%	2,10%	0,19%	0,15%
5:10	0,83%	0,06%	2,49%	0,15%	0,15%
5:20	0,70%	0,03%	2,35%	0,94%	0,15%
5:30	0,63%	0,05%	1,59%	1,10%	0,12%
5:40	0,42%	0,05%	2,03%	0,95%	0,15%
5:50	0,47%	0,04%	1,58%	1,09%	0,39%
6:00	0,49%	0,18%	1,57%	0,54%	0,00%
6:10	0,65%	0,16%	1,62%	0,74%	0,15%
6:20	0,54%	0,26%	1,61%	0,70%	0,00%
6:30	0,48%	0,28%	1,96%	2,02%	0,00%
6:40	0,44%	0,28%	1,52%	1,97%	0,15%
6:50	0,44%	0,32%	1,60%	1,73%	0,12%
7:00		0,43%	1,36%	1,61%	0,00%
7:10		0,32%	1,10%	1,40%	0,12%
7:20		0,27%	0,87%	1,82%	0,00%
7:30		0,19%	1,11%	1,83%	0,15%
7:40			0,83%	1,59%	0,00%

% de precipitación					
Tiempo (min)	Corta duración		Larga duración		
	Tipo 1C	Tipo 2C	1La	4L	2L
7:50			1,00%	1,47%	0,27%
8:00			0,63%	1,57%	0,12%
8:10			0,72%	1,46%	0,27%
8:20			0,87%	1,80%	0,52%
8:30			0,81%	1,72%	0,15%
8:40			0,62%	1,85%	0,00%
8:50			0,51%	2,40%	0,15%
9:00			0,26%	2,59%	0,00%
9:10			0,32%	2,67%	0,39%
9:20			0,21%	2,28%	0,37%
9:30			0,25%	1,25%	0,42%
9:40			0,21%	1,47%	0,76%
9:50			0,26%	1,84%	0,64%
10:00			0,26%	1,72%	0,39%
10:10			0,19%	1,42%	0,30%
10:20			0,17%	1,19%	0,00%
10:30			0,19%	1,60%	0,15%
10:40			0,32%	1,10%	0,00%
10:50			0,25%	1,36%	0,27%
11:00			0,19%	1,35%	0,00%
11:10			0,20%	1,49%	0,00%
11:20			0,12%	1,78%	0,00%
11:30			0,08%	2,28%	0,15%
11:40			0,17%	1,30%	0,00%
11:50			0,30%	1,39%	0,15%
12:00			0,26%	1,19%	0,54%
12:10			0,21%	1,34%	0,89%
12:20			0,14%	0,96%	0,27%
12:30			0,22%	0,44%	0,67%
12:40			0,26%	0,34%	0,52%
12:50			0,22%	0,33%	0,91%
13:00			0,62%	0,74%	0,15%
13:10			0,76%	1,11%	0,42%
13:20			0,59%	0,95%	1,51%
13:30			0,37%	0,51%	1,16%
13:40			0,26%	0,54%	0,49%
13:50			0,21%	0,56%	0,91%
14:00			0,10%	0,68%	1,02%
14:10			0,07%	0,70%	0,62%
14:20			0,13%	0,56%	1,04%
14:30			0,10%	0,50%	1,51%
14:40			0,27%	0,32%	1,88%
14:50			0,66%	0,34%	1,75%
15:00			0,16%	0,25%	1,01%
15:10			0,26%	0,25%	0,37%
15:20			0,13%	0,46%	0,64%
15:30			0,09%	0,27%	0,40%
15:40			0,02%	0,38%	1,01%
15:50			0,02%	0,53%	0,52%
16:00			0,08%	0,46%	0,30%
16:10			0,10%	0,48%	1,11%
16:20			0,16%	0,43%	2,50%
16:30			0,09%	0,27%	3,13%

% de precipitación					
Tiempo (min)	Corta duración		Larga duración		
	Tipo 1C	Tipo 2C	1La	4L	2L
16:40			0,17%	0,21%	4,62%
16:50			0,00%	0,26%	2,15%
17:00			0,00%	0,54%	1,85%
17:10			0,00%	0,75%	2,13%
17:20			0,00%	0,56%	2,91%
17:30			0,00%	0,84%	2,86%
17:40			0,00%	0,50%	2,41%
17:50			0,00%	0,60%	3,38%
18:00			0,00%	0,40%	3,15%
18:10			0,00%	0,36%	3,01%
18:20			0,00%	0,29%	7,12%
18:30			0,00%	0,32%	2,63%
18:40			0,00%	0,11%	2,28%
18:50			0,00%	0,02%	2,00%
19:00			0,00%	0,14%	2,36%
19:10			0,00%	0,25%	2,01%
19:20			0,00%	0,15%	0,52%
19:30			0,00%	0,61%	0,67%
19:40			0,00%	0,44%	0,39%
19:50			0,00%	0,35%	0,39%
20:00			0,00%	0,38%	0,52%
20:10			0,00%	0,53%	0,54%
20:20			0,00%	0,00%	0,59%
20:30			0,00%	0,00%	0,30%
20:40			0,00%	0,00%	0,30%
20:50			0,00%	0,00%	0,59%
21:00			0,00%	0,00%	0,30%
21:10			0,00%	0,00%	0,00%
21:20			0,00%	0,00%	0,00%
21:30			0,00%	0,00%	0,30%
21:40			0,00%	0,00%	0,79%
21:50			0,00%	0,00%	0,00%
22:00			0,00%	0,00%	0,00%
22:10			0,00%	0,00%	0,00%
22:20			0,00%	0,00%	0,30%
Total	100,04%	100,03%	100,02%	99,99%	100,05%

Fuente: Maroto, 2011.

Estructura disipadora de energía.



Anexo 6

Características de los diseños propuestos

Anexo 6.1

Opción mejorada 1.

Cuadro 44. Pozos opción mejorada 1

Pozo	Elevación de fondo	Profundidad máxima (m)
PP-1	134,45	1,88
PP-2	128,09	2,00
PP-3	125,13	2,04
PP-4	124,12	2,13
PP-5	122,22	2,49
PP-6	116,73	2,19
PP-7	111,82	2,19
PP-8	99,21	2,19
PP-9	111,75	1,88
PP-10	111,28	2,18
PP-11	108,92	2,44
PP-12	105,34	2,24
PP-13	93,24	2,35
PP-14	88,83	2,50
PP-15	86,44	2,56
PP-16	82,83	2,56
PP-17	75,47	2,54
PP-18	72,41	2,59
PP-19	67,96	2,59
PP-20	66,56	2,66
PP-21	56,33	2,64
PP-22	130,58	2,10
PP-23	129,61	2,11
PP-24	124,95	2,27
PP-25	124,17	2,53
PP-26	118,93	2,33
PP-27	102,03	2,33
PP-28	98,79	2,33
PP-29	90,87	2,33
PP-30	86,67	2,33
PP-31	81,37	2,48
PP-32	80,03	3,54
PP-33	78,31	2,54
PP-34	67,7	2,54
PP-35	64,05	2,54
PP-36	57,28	2,54
PP-37	65,05	1,88
PP-38	62,82	1,91
PP-39	60,78	1,94
PP-40	55,76	1,88
PP-41	54,86	1,92

Pozo	Elevación de fondo	Profundidad máxima (m)
PP-42	45,39	1,94
PP-43	50,27	1,88
PP-44	44,57	1,94
PP-45	35,39	1,97
PP-46	145,73	1,88
PP-47	139,43	1,91
PP-48	134,74	1,91
PP-49	135,6	1,88
PP-50	133,04	1,99
PP-51	125,7	2,01
PP-52	116,06	1,99
PP-53	122,86	1,88
PP-54	109,09	2,25
PP-55	107,98	3,08
PP-56	99,1	2,31
PP-57	92,52	2,31
PP-58	86,81	2,31
PP-59	82,93	2,31
PP-60	73,24	2,31
PP-61	124,25	2,20
PP-62	123,52	3,32
D-1	55,80	
D-2	56,80	
D-3	30,00	
D-4	72,36	
D-5	118,44	

Cuadro 45. Tramos opción mejorada 1

Tramo	Diámetro (m)	Caída (m)
TR-1	0,375	0,15
TR-2	0,500	0,06
TR-3	0,500	0,20
TR-4	0,625	0,06
TR-5	0,625	0,06
TR-6	0,625	0,06
TR-7	0,625	0,06
TR-8	0,625	0,28
TR-9	0,375	0,30
TR-10	0,675	0,06
TR-11	0,675	0,06
TR-12	0,675	0,20
TR-13	0,850	0,15
TR-14	1,000	0,06
TR-15	1,000	0,06
TR-16	1,000	0,06
TR-17	1,025	0,06
TR-18	1,025	0,06
TR-19	1,025	0,06
TR-20	1,100	0,06
TR-21	1,100	0,00

Tramo	Diámetro (m)	Caída (m)
TR-22	0,600	0,06
TR-23	0,600	0,15
TR-24	0,775	0,06
TR-25	0,775	0,06
TR-26	0,775	0,06
TR-27	0,775	0,06
TR-28	0,775	0,06
TR-29	0,775	0,06
TR-30	0,775	0,23
TR-31	0,975	0,00
TR-32	0,975	0,06
TR-33	0,975	0,06
TR-34	0,975	0,06
TR-35	0,975	0,06
TR-36	0,975	0,00
TR-37	0,375	0,06
TR-38	0,375	0,06
TR-39	0,375	0,09
TR-40	0,375	0,09
TR-41	0,375	0,06
TR-42	0,375	0,09
TR-43	0,375	0,06
TR-44	0,375	0,17
TR-45	0,450	0,00
TR-46	0,375	0,06
TR-47	0,375	0,06
TR-48	0,400	0,09
TR-49	0,375	0,19
TR-50	0,450	0,06
TR-51	0,450	0,06
TR-52	0,450	0,35
TR-53	0,375	0,53
TR-54	0,750	0,00
TR-55	0,750	0,06
TR-56	0,750	0,06
TR-57	0,750	0,06
TR-58	0,750	0,06
TR-59	0,750	0,06
TR-60	0,800	0,00
TR-61	0,700	0,06
TR-62	0,700	0,00

Anexo 6.2

Opción mejorada 2.

Cuadro 46. Pozos opción mejorada 2

Pozo	Elevación de fondo	Profundidad máxima (m)
PP-1	134,45	1,88
PP-2	128,09	2,00
PP-3	125,08	2,08
PP-4	124,02	2,23
PP-5	122,42	2,29
PP-6	116,63	2,29
PP-7	111,72	2,29
PP-8	99,11	2,29
PP-9	111,75	1,88
PP-10	111,18	2,28
PP-11	109,02	2,33
PP-12	105,24	2,33
PP-13	93,09	2,50
PP-14	88,71	2,63
PP-15	86,32	2,69
PP-16	82,70	2,69
PP-17	75,32	2,69
PP-18	72,26	2,74
PP-19	67,81	2,74
PP-20	66,48	2,74
PP-21	56,23	2,74
PP-22	130,58	2,10
PP-23	129,56	2,16
PP-24	124,85	2,38
PP-25	124,27	2,44
PP-26	118,83	2,44
PP-27	101,93	2,44
PP-28	98,69	2,44
PP-29	90,77	2,44
PP-30	86,57	2,44
PP-31	81,27	2,58
PP-32	80,03	3,54
PP-33	78,21	2,64
PP-34	67,60	2,64
PP-35	63,95	2,64
PP-36	57,18	2,64
PP-37	65,05	1,88
PP-38	62,82	1,91
PP-39	60,78	1,94
PP-40	55,76	1,88
PP-41	54,83	1,94
PP-42	45,37	1,96
PP-43	50,27	1,88
PP-44	44,57	1,94

Pozo	Elevación de fondo	Profundidad máxima (m)
PP-45	35,39	1,97
PP-46	145,73	1,88
PP-47	139,43	1,91
PP-48	134,74	1,91
PP-49	135,60	1,88
PP-50	133,04	1,99
PP-51	125,70	2,01
PP-52	116,01	2,04
PP-53	122,86	1,88
PP-54	108,99	2,35
PP-55	108,08	2,98
PP-56	99,00	2,41
PP-57	92,42	2,41
PP-58	86,71	2,41
PP-59	82,83	2,41
PP-60	73,17	2,39
PP-61	124,20	2,25
PP-62	123,47	3,37
D-1	55,90	
D-2	56,80	
D-3	30,00	
D-4	72,28	
D-5	118,34	

Cuadro 47. Tramos opción mejorada 1

Tramo	Diámetro (m)	Caída (m)
TR-1	0,375	0,15
TR-2	0,500	0,06
TR-3	0,550	0,20
TR-4	0,725	0,06
TR-5	0,725	0,06
TR-6	0,725	0,06
TR-7	0,725	0,06
TR-8	0,725	0,28
TR-9	0,375	0,30
TR-10	0,775	0,06
TR-11	0,775	0,06
TR-12	0,775	0,20
TR-13	1,000	0,15
TR-14	1,125	0,06
TR-15	1,125	0,06
TR-16	1,125	0,06
TR-17	1,175	0,06
TR-18	1,175	0,06
TR-19	1,175	0,06
TR-20	1,175	0,06
TR-21	1,250	0,00
TR-22	0,600	0,06
TR-23	0,650	0,25
TR-24	0,875	0,00

Tramo	Diámetro (m)	Caída (m)
TR-25	0,875	0,06
TR-26	0,875	0,06
TR-27	0,875	0,06
TR-28	0,875	0,06
TR-29	0,875	0,06
TR-30	0,875	0,23
TR-31	1,075	0,06
TR-32	1,075	0,06
TR-33	1,075	0,06
TR-34	1,075	0,06
TR-35	1,075	0,06
TR-36	1,075	0,00
TR-37	0,375	0,06
TR-38	0,375	0,06
TR-39	0,375	0,09
TR-40	0,375	0,09
TR-41	0,400	0,06
TR-42	0,400	0,09
TR-43	0,375	0,06
TR-44	0,375	0,17
TR-45	0,450	0,00
TR-46	0,375	0,06
TR-47	0,375	0,06
TR-48	0,400	0,09
TR-49	0,375	0,19
TR-50	0,450	0,06
TR-51	0,450	0,06
TR-52	0,500	0,35
TR-53	0,375	0,53
TR-54	0,850	0,06
TR-55	0,850	0,06
TR-56	0,850	0,06
TR-57	0,850	0,06
TR-58	0,850	0,06
TR-59	0,850	0,06
TR-60	0,875	0,00
TR-61	0,750	0,06
TR-62	0,750	0,00