UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZÚ

FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIAS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO FINAL DE GRADO

“Estudio de solución a la problemática de inundaciones en la intersección del Arroyo San Luis con las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero (Barrio San Isidro, Coronel Oviedo)”

Elaborado por

JOSÉ ANTONIO CARDOZO ESPINOZA.

ARTURO DANIEL ACOSTA TORRES.

Tutor

Prof. Ing. Oscar Martínez Patri.

Coronel Oviedo – Paraguay

AÑO 2023

PÁGINA DE APROBACIÓN

Trabajo de fin de grado para la obtención del Título de Ingeniera Civil aprobado en representación de la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú, por el tribunal Examinador constituido por los siguientes profesores.

_____

Prof. Ing.

_____

Prof. Ing.

_____

Prof. Ing.

*Acta Nº:*_____

Fecha: _____

Calificación Obtenida: _____

DEDICATORIA

A mis padres, Doria Espinoza y Antonio Cardozo.

José Antonio Cardozo Espinoza

A mis padres, Daniel Acosta y Nidia Torres.

Arturo Daniel Acosta Torres

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por brindarnos la fuerza y la guía necesarias para completar este importante logro en nuestras vidas.

A nuestras familias, por creer en nosotros desde el primer día, por su constante apoyo emocional y paciencia durante todo este trayecto.

A nuestros amigos, aquellos que estuvieron ahí en cada momento, compartiendo risas, consejos y distracciones necesarias para mantener el equilibrio en nuestras vidas mientras trabajábamos en este proyecto.

A nuestros compañeros de estudio, por compartir este viaje con nosotros.

A nuestro tutor, el Prof. Ing. Oscar Martínez Patri, por su buena predisposición y orientación brindados para encaminar este proyecto.

A nuestros profesores y a la Facultad de Ciencias y Tecnologías.

"Estudio de solución a la problemática de inundaciones en la intersección del Arroyo San Luis con las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero (Barrio San Isidro, Coronel Oviedo)"

JOSÉ ANTONIO CARDOZO ESPINOZA

ARTURO DANIEL TORRES ACOSTA

RESUMEN

El presente Proyecto Final de Grado tiene como localización el Barrio San Isidro de la Ciudad de Coronel Oviedo, Departamento de Caaguazú, en la zona de influencia del Arroyo San Luis (Calles Iturbe y Pedro Juan Caballero). Se aborda la problemática de la inundación en el punto de estudio durante los temporales.

Mediante el levantamiento topográfico y modelación hidrológica, se obtuvo el caudal de diseño, posteriormente utilizado en el modelo hidrológico para dimensionar las estructuras propuestas.

De acuerdo con la aplicación de los modelos y a los resultados obtenidos, el esquema de la propuesta general del sistema, para la disminución de los impactos en inundaciones pluviales en la intersección de las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero con el arroyo San Luis, consistió en el diseño de un sistema de alcantarillas y de un canal de sección trapezoidal, que cumplen con las solicitaciones hidráulicas necesarias para mitigar el desbordamiento del agua en la zona.

"Estudio de solución a la problemática de inundaciones en la intersección del Arroyo San Luis con las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero (Barrio San Isidro, Coronel Oviedo)"

JOSÉ ANTONIO CARDOZO ESPINOZA

ARTURO DANIEL TORRES ACOSTA

ABSTRACT

The present Final Degree Project is located in the San Isidro Neighborhood of Coronel Oviedo City, Caaguazú Department, within the influence area of the San Luis Stream (Iturbe and Pedro Juan Caballero Streets). It addresses the issue of flooding at the study point during heavy rainfalls.

Through topographic surveying and hydrological modeling, the design flow was obtained, subsequently utilized in the hydrological model to size the proposed structures.

Based on the application of the models and the obtained results, the general proposal scheme for the system aimed at reducing the impacts of rain-induced flooding at the intersection of Iturbe and Pedro Juan Caballero Streets with the San Luis Stream. It consisted of designing a system of culverts and a trapezoidal cross-section channel, meeting the necessary hydraulic requirements to mitigate water overflow in the area.

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS 11

ÍNDICE DE ECUACIONES 14

ÍNDICE DE TABLAS 16

1 CAPITULO I GENERALIDADES 17

1.1 Introducción 17

1.2 Objetivos 18

Objetivos Generales 18

Objetivos Específicos 18

1.3 Planteamiento del problema 19

1.4 Solución propuesta por el proyecto de investigación 21

1.5 Justificación 22

2 CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO 23

2.1 Antecedentes del proyecto de fin de grado 23

2.2 Hidrología 24

2.2.1 El ciclo hidrológico 24

2.2.2 El ciclo hidrológico y su relación con la urbanización 26

2.2.3 Tiempo de concentración 27

2.2.4 Representación del ciclo mediante modelos hidrológicos 29

2.2.5 Método de abstracciones del SCS 33

2.2.6 Hidrograma Unitario del SCS 36

2.2.7 Tránsito de hidrogramas 37

2.2.8 Método de Número de Curva 40

2.2.9 Determinación del Tipo de Suelo 41

2.3 Modelo de precipitación 42

2.3.1 Curvas IDF 42
2.3.2 Distribución temporal 45
2.4 Hidráulica de canales 46
2.4.1 Modelo hidráulico HEC RAS 46
2.4.2 Principio de energía 47
2.4.3 Conducción o Transporte 49
2.4.4 Coeficiente alfa 50
2.4.5 Pérdida por fricción 51
2.4.6 Altura crítica 51
2.4.7 Ecuación de Momento 53
2.5 Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible (SUDS) 54
2.5.1 Enfoques del drenaje urbano 54
2.5.2 Enfoque Sanitarista 55
2.5.3 Enfoque Hidráulico 55
2.5.4 Enfoque Sostenible 55
2.6 Planicies de inundación 55
3 CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS 58
3.1 Datos utilizados 58
3.1.1 Modelo digital de elevación 58
3.1.2 Secciones transversales levantadas en campo 60
3.1.3 Modelo topográfico del canal con su planicie de inundación 63
4 CAPÍTULO IV MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS 65
4.1 Descripción de métodos utilizados en el HEC-HMS 65
4.2 Delimitación de cuencas 67
4.3 Tipo y uso de suelo 71
4.4 Cálculo de la infiltración y escurrimiento 75

4.5 Discretización y modelo conceptual 82
4.6 Tiempo de Concentración 84
4.7 Precipitación y tiempo de retorno 85
4.8 Hietograma de diseño 88
4.9 Cálculo de caudales 90
5 CAPÍTULO V DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS 94
5.1 Modelo SWMM 94
5.1.1 Métodos de cálculo 96
5.2 Sistema simulado 99
5.3 Resultados del dimensionamiento 100
6 CAPÍTULO VI MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS 103
6.1 Implementación del modelo HEC RAS 103
6.1.1 Datos de geometría 106
6.1.2 Datos de caudales 108
6.1.3 Condiciones de cálculo y parámetros hidráulicos 108
6.2 Escenarios analizados y resultados hidráulicos 110
6.2.1 Escenario actual 111
6.2.2 Escenario propuesto 114
6.3 Disipador de energía 120
7 CAPÍTULO VII OBRAS COMPLEMENTARIAS 124
8 CONCLUSIONES 125
9 RECOMENDACIONES 126
10 RESUMEN DE LA PROPUESTA 127
11 CÓMPUTO Y PRESUPUESTO 129
12 ANEXOS 130

12.1 Características de subcuencas 130
12.2 Hietograma de diseño 132
12.3 Caudales calculados 134
12.3.1 Hidrogramas de salida 135
12.4 Verificación del diseño de gaviones 142
13 Bibliografía 150

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Situación actual de la intersección entre el arroyo San Luis y las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero. 20
Figura 2 Inicio del canal natural. 20
Figura 3 Ubicación de la zona de estudio. 21
Figura 4 Ciclo hidrológico. 25
Figura 5 Variables en el método de abstracciones del SCS. 34
Figura 6 Curvas IDF. 44
Figura 7 Hietogramas de lluvia de 24 horas. 46
Figura 8 Representación de los términos en la ecuación de energía. 48
Figura 9 Método de conducción mediante subsecciones. 50
Figura 10 Determinación de la energía para una sección transversal no uniforme. 50
Figura 11 Gráfico de energía específica y altura crítica. 52
Figura 12 Aplicación del principio de Momento. 54
Figura 13 Lecho menor y mayor correspondientes al cauce de un río. 56
Figura 14: Lecho de río y su planicie aluvial. 56
Figura 15 Diferencia entre DSM y DTM. 58
Figura 16 DEM ALOS-PALSAR en la zona de estudio. 60
Figura 17 Medición con la regla y el nivel. 62
Figura 18 Puntos relevados para el desarrollo del proyecto. 63
Figura 19 Modelo de Terreno generado a partir de los datos topográficos relevados. 64
Figura 20: Subcuencas de estudio. 68
Figura 21 Ejemplo de subcuenca sobre imagen satelital. 69
Figura 22. Zoom in a subcuencas delimitadas. (1) 70
Figura 23 Zoom in a subcuencas delimitadas. (2) 71
Figura 24 Mapa de uso de suelos de la cuenca. 72
Figura 25 Cobertura de uso de suelo por subcuenca. 74
Figura 26 Cobertura de uso de suelo del área de estudio. 74
Figura 27 Grupos Hidrológicos en el área de estudio. 75
Figura 28 Esquema de variables en el método del SCS. 76
Figura 29 Relación de P y Pe en cuencas analizadas. 78

Figura 30 Valores de referencia de CN. 80
Figura 31 Valores de CN ponderados para cada subcuenca. 82
Figura 32 Modelo HEC-HMS y modelo conceptual desarrollado. 83
Figura 33 Esquema del modelo conceptual en HEC-HMS. 84
Figura 34 Polígono de Thiessen IDF para la cuenca. 87
Figura 35 Hietograma de Diseño – TR10. 89
Figura 36 Hietograma insertado en el HEC-HMS. 90
Figura 37 Hidrograma de salida – Aporte Norte. 92
Figura 38 Hidrograma de salida – Aporte Este. 92
Figura 39 Modelo conceptual del sistema de drenaje urbano. 95
Figura 40 Representación conducto-nodo de un Sistema de Drenaje en SWMM. .. 98
Figura 41 Esquema de modelación en EPA-SWMM. 99
Figura 42 ACD 2x2.00mx2.00 – Aporte Norte, Calle Iturbe. 100
Figura 43 ACS 1x2.5mx2.5 – Aporte Este, Jula M. C. de Estigarribia. 101
Figura 44 Geometría generada en el Ras Mapper en contraste al DTM. 105
Figura 45 Geometría generada en el Ras Mapper en contraste a imagen satelital. 105
Figura 46 Modelo en HEC RAS del arroyo San Luis. 106
Figura 47 Zoom in - Modelo en HEC RAS del arroyo San Luis. 107
Figura 48 Sección transversal del arroyo en HEC RAS. 107
Figura 49 Perfil longitudinal del arroyo. 111
Figura 50 Perfil Longitudinal en zona urbanizada. 112
Figura 51 Sección transversal en zona urbanizada. 113
Figura 52 Esquema de canal propuesto. 115
Figura 53 Modificación de sección transversal en el HEC-RAS. 116
Figura 54 Profundización propuesta del tramo. 116
Figura 55 Perfil Longitudinal en zona urbanizada – Propuesta. 117
Figura 56 Sección transversal en zona urbanizada – Propuesta. 118
Figura 57 Velocidades en el tramo – Propuesta (rojo) vs Actual (azul). 119
Figura 58 Coeficiente de pérdida de carga k. 122
Figura 59 Cálculo de la curva de remanso en el colchón reno con H Canales. 123
Figura 60 Esquema constructivo de colchón reno. 123
Figura 61 Esquema de solución hidráulica propuesta. 127

Figura 62 Caudales calculados en subcuencas..... 134
Figura 63 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 1..... 135
Figura 64 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 2..... 135
Figura 65 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 3..... 136
Figura 66 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 4..... 136
Figura 67 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 5..... 137
Figura 68 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 6..... 137
Figura 69 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 7..... 138
Figura 70 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 8..... 138
Figura 71 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 9..... 139
Figura 72 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 10... 139
Figura 73 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 11... 140
Figura 74 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 12... 140
Figura 75 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 13... 141
Figura 76 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 14... 141
Figura 77 Hidrograma de salida del sistema modelado..... 142

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 28
Ecuación 2 29
Ecuación 3 29
Ecuación 4 31
Ecuación 5 33
Ecuación 6 34
Ecuación 7 34
Ecuación 8 35
Ecuación 9 36
Ecuación 10 36
Ecuación 11 37
Ecuación 12 37
Ecuación 13 37
Ecuación 14 37
Ecuación 15 37
Ecuación 16 38
Ecuación 17 38
Ecuación 18 38
Ecuación 19 38
Ecuación 20 38
Ecuación 21 38
Ecuación 22 38
Ecuación 23 39
Ecuación 24 39
Ecuación 25 39
Ecuación 26 39
Ecuación 27 41
Ecuación 28 41
Ecuación 29 41
Ecuación 30 43
Ecuación 31 43
Ecuación 32 44

Ecuación 33 45
Ecuación 34 47
Ecuación 35 48
Ecuación 36 49
Ecuación 37 49
Ecuación 38 49
Ecuación 39 51
Ecuación 40 51
Ecuación 41 51
Ecuación 42 51
Ecuación 43 53
Ecuación 44 76
Ecuación 45 77
Ecuación 46 77
Ecuación 47 77
Ecuación 48 77
Ecuación 49 78
Ecuación 50 78
Ecuación 51 78
Ecuación 52 81
Ecuación 53 85
Ecuación 54 85
Ecuación 54 88
Ecuación 55 96
Ecuación 56 96
Ecuación 57 97
Ecuación 58 98
Ecuación 59 109
Ecuación 60 121
Ecuación 61 122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Condiciones de antecedente de humedad, según el SCS. 35
Tabla 2. Porcentajes de uso de suelo en las subcuencas 73
Tabla 3: Clasificación de clases de antecedentes de humedad..... 79
Tabla . Valores adoptados de CN 81
Tabla 5: Cálculo del Tiempo de Concentración (DNOS)..... 85
Tabla 6: Parámetros para la Curva IDF de Villarrica..... 88
Tabla 7. Resultados de la simulación en los elementos del modelo. 91
Tabla 8. Resultados hidráulicos en alcantarillas propuestas..... 102
Tabla 9. Cálculo del coef. de rugosidad por el método de Cowan para el canal.... 109
Tabla 10. Cálculo del coef. de rugosidad por el método de Cowan en las planicies de inundación. 110
Tabla 11. Resultados hidráulicos en las secciones transversales..... 114
Tabla 12. Resultados hidráulicos en las secciones transversales - Propuesta 119
Tabla 13. Disminución del nivel del agua en las secciones transversales 120
Tabla 14. Planilla de cómputo y presupuesto..... 129
Tabla 15. Características fisiográficas de subcuencas 130
Tabla 16. Características de infiltración de subcuencas 131
Tabla 17. Intensidad y Precipitación incremental..... 132
Tabla 18. Bloques alternados y precipitación acumulada 133

1 CAPITULO I
GENERALIDADES

1.1 Introducción

La hidrología es una disciplina fundamental para el estudio del ciclo hidrológico, es decir, la forma en que el agua circula por el planeta, desde la atmósfera hasta los océanos y ríos, y de vuelta a la atmósfera. Uno de los mayores desafíos que enfrentamos como ingenieros civiles es el control y gestión adecuada de los recursos hídricos para evitar eventos catastróficos como las inundaciones.

La intersección del arroyo San Luis con las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero, en Coronel Oviedo, Paraguay, es un área que ha sido impactada en varias ocasiones por inundaciones, lo que ha generado problemas socioeconómicos y ambientales para la población.

El presente Proyecto Final de Grado tiene como objetivo abordar esta problemática mediante la elaboración de una solución integral que permita mitigar el riesgo de inundaciones en esta zona. Para ello, se realizará un análisis detallado de la zona, con el fin de identificar las principales causas de las inundaciones y los factores que influyen en su magnitud y frecuencia. A partir de este análisis, se propondrán una serie de medidas que incluyen la construcción de infraestructuras hidráulicas, así como la implementación de medidas de gestión del riesgo y de prevención, en aras de lograr un manejo adecuado del agua en la zona.

El Proyecto Final de Grado se estructurará en diferentes capítulos que permitirán profundizar en el estudio de la problemática, incluyendo la revisión de la literatura especializada en hidrología y la evaluación de diferentes soluciones aplicadas en otras regiones del mundo.

En resumen, el presente trabajo tiene como objetivo desarrollar una solución integral para la problemática de las inundaciones en la intersección del arroyo San Luis con las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero, en Coronel Oviedo, Paraguay. Esperamos que los resultados obtenidos sean útiles para el desarrollo de políticas públicas orientadas a la gestión del riesgo y la prevención de desastres en la zona.

1.2 Objetivos

Objetivos Generales

- Diseñar una propuesta de solución hidráulica en la intersección del Arroyo San Luis con las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero de la ciudad de Coronel Oviedo.

Objetivos Específicos

- Evaluar el impacto de la erosión e inundaciones en las zonas adyacentes al arroyo San Luis con el propósito de delimitar el área a intervenir.
- Realizar un estudio hidrológico y topográfico del área, a modo de conocer los parámetros necesarios para un óptimo diseño de la propuesta de solución.
- Obtener una propuesta de ingeniería económicamente viable, que garantice la seguridad, funcionalidad y perdurabilidad del proyecto.

1.3 Planteamiento del problema

El arroyo San Luis es una de las zonas más bajas de la ciudad de Coronel Oviedo, esto lo convierte en un punto crítico durante los temporales, debido a que es allí donde se juntan las aguas recogidas en las partes altas. A esto debemos sumarle que el crecimiento demográfico y la urbanización juega un papel fundamental, debido a que el arroyo recibe aportes importantes de sistemas de alcantarillado pluvial. Todo esto ocasiona que el caudal que llega al arroyo aumente, causando numerosos problemas que se citan a continuación:

- El desbordamiento del arroyo en épocas lluviosas, puesto que su sección transversal no satisface la gran demanda de caudal ocasionando inundaciones.
- La existencia de deslizamientos de suelo en las adyacencias del cauce, ocasionada por procesos erosivos.
- La inconexión de los barrios en los márgenes del arroyo San Luis, que impide la comunicación entre los mismos, lo que impacta en el tiempo de traslado a las zonas.
- La imposibilidad de crecimiento urbano en la zona, debido a que se considera un espacio de riesgo y de difícil acceso.

Además, la alta contaminación por arrojamiento directo de desechos al cauce ocasiona una disminución de la sección hidráulica del arroyo.

En las Figura 1 y Figura 2 se puede observar la situación actual en la que se encuentra la zona afectada, se puede observar grandes zonas afectadas por la erosión, sobre todo en el inicio del canal natural.

Figura 1 Situación actual de la intersección entre el arroyo San Luis y las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 2 Inicio del canal natural.

Fuente: Elaboración propia.

1.4 Solución propuesta por el proyecto de investigación

En base a los problemas identificados, se planteará el diseño de un sistema hidráulico que cumpla con las solicitaciones hidrológicas estudiadas, a fin de direccionar las aguas fuera de los límites urbanos y de esta manera mitigar las inundaciones y erosiones.

A fin de interconectar el barrio, se buscará una solución vial que dará continuidad a la calle Pedro Juan Caballero e Iturbe, esto facilitará la movilidad de los pobladores.

También se cuantificará el volumen de relleno con un suelo adecuado para las zonas afectadas por la erosión, a fin de recuperar los espacios públicos de recreación y tránsito.

Con esto en consideración, la zona de estudio primario se observa en la Figura 3.

Figura 3 Ubicación de la zona de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

1.5 Justificación

En la zona afectada por el cauce de agua se observan grandes volúmenes de suelo afectados por la erosión, como terrenos que figuran en los planos catastrales pero que fueron afectados en gran porcentaje en avenidas torrenciales pasadas y otros volúmenes susceptibles a ser transportados por el paso del agua, aumentando el riesgo de ocasionar el derrumbe de la infraestructura de viviendas que se encuentran en su perímetro, como así también el ensanchamiento del canal hacia la calle y la plaza del asentamiento. A raíz de esto las vías de comunicación han sido interrumpidas dificultando el acceso a iglesias, escuelas y otros espacios.

Desde el punto de vista social, este proyecto beneficiará de forma directa a los habitantes de la zona, ya que les brindará seguridad y comodidad, sobre todo en días con temporales y, de forma indirecta a la ciudad de Coronel Oviedo, debido a que ofrecerá la oportunidad de crecimiento urbanístico del área.

Desde el punto de vista económico, los pobladores de la zona se beneficiarán con el aumento del valor de los inmuebles, producto del mejoramiento de la infraestructura del lugar.

Con lo anteriormente expuesto, se justifica la elaboración del proyecto.

2 CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del proyecto de fin de grado

En el año 2018, Gustavo Velázquez Benítez, alumno de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú, ha elaborado el Proyecto Final de Grado denominado "Desagüe Pluvial y Rehabilitación Vial de la intersección de las calles Monday y Jóvenes por la democracia (Barrio San Isidro, Coronel Oviedo)".

Resumen:

El Presente proyecto de Fin de Grado tiene como localización, el Barrio San Isidro de la Ciudad de Coronel Oviedo, donde se encuentra una zona bastante transitada por las influencias de las instituciones públicas que se encuentran en la misma. Las calles Jóvenes por la Democracia , Monday y la zona baja de la cuenca, en días de lluvias intensas se vuelven intransitables debido además a la ausencia de un sistema de drenaje pluvial.

Por los inconvenientes señalados y la importancia de la ubicación de la zona el proyecto ha consistido en el diseño de un sistema de drenaje pluvial, que cumpla con las condiciones técnicas y económicas para que toda el agua que desemboca en el punto de conflicto pueda ser evacuada hasta el cauce de salida.

Para el mismo, se ha realizado un estudio topográfico para delimitar la cuenca hidrográfica, posteriormente uno hidrológico en detalle para determinar el caudal pico que desemboca en la zona en un tiempo dado.

Conclusiones:

-Se dimensionó un sistema de drenaje conformado por cunetas, sumideros, colectores y conductos además de las instalaciones complementarias.

-Se concluyó en la utilización de canales rectangulares mixtos de Hormigón Armado y Piedra Bruta Colocada (PBC) en todo el tramo de conducción de agua hasta el cauce San Isidro.

-Fueron previstas las reposiciones estructurales de las calles pavimentadas y empedradas en los lugares de construcción, como así también la colocación de pavimento asfáltico en las calles Monday y Jóvenes por la Democracia.

2.2 Hidrología

2.2.1 El ciclo hidrológico

La hidrología se define como la ciencia que trata el agua en todos sus estados, de su presencia en la atmósfera terrestre, en la superficie de la tierra y en el subsuelo y de su relación con la vida y actividades del hombre.

El ciclo hidrológico implica un proceso de circulación en constante recorrido o de larga duración. La continua dinámica de este ciclo se debe principalmente a dos factores fundamentales. En primer lugar, la radiación solar proporciona la energía necesaria para elevar el agua a través de la evaporación. En segundo lugar, la fuerza gravitatoria de la Tierra ocasiona el descenso del agua condensada en forma de precipitación y escorrentía.

Tomando como primer estado, el ciclo inicia con la evaporación del agua superficial de los mares, ríos y lagos; lo cual proporciona una fuente de humedad para la atmósfera. Bajo condiciones adecuadas, la humedad atmosférica se condensa y da lugar a la formación de nubes, que a su vez pueden precipitar, dando origen a las lluvias o a la nieve en las zonas de bajas temperaturas. La lluvia que llega a la superficie de la tierra puede escurrir superficialmente, o bien, infiltrarse en el suelo, pasando a formar parte de la humedad del suelo o del agua subterránea que existe en él. Este escurrimiento forma los ríos y arroyos, que van nuevamente hacia el mar, cerrando de esta manera el ciclo.

En la Figura 4, se muestran todos los elementos que componen el ciclo hidrológico.

El componente de escorrentía en este ciclo se mueve siguiendo la forma y la pendiente del terreno. Es así como surge el concepto de cuenca: el cual es la porción del terreno que capta las aguas de lluvia de manera natural y la conduce hacia un punto dado, creando de ese modo una red de drenaje que confluye a un único punto de salida. El funcionamiento de una cuenca se basa en los principios

del ciclo hidrológico. En las zonas con mucha vegetación, por ejemplo, las hojas de los árboles captan parte de la precipitación, aminoran el impacto de las gotas de lluvia y almacenan temporalmente el agua, la cual luego evapotranspira de vuelta a la atmósfera. La porción de agua que alcanza la superficie se infiltra en ella, dependiendo de las características (tipo y uso) del suelo.

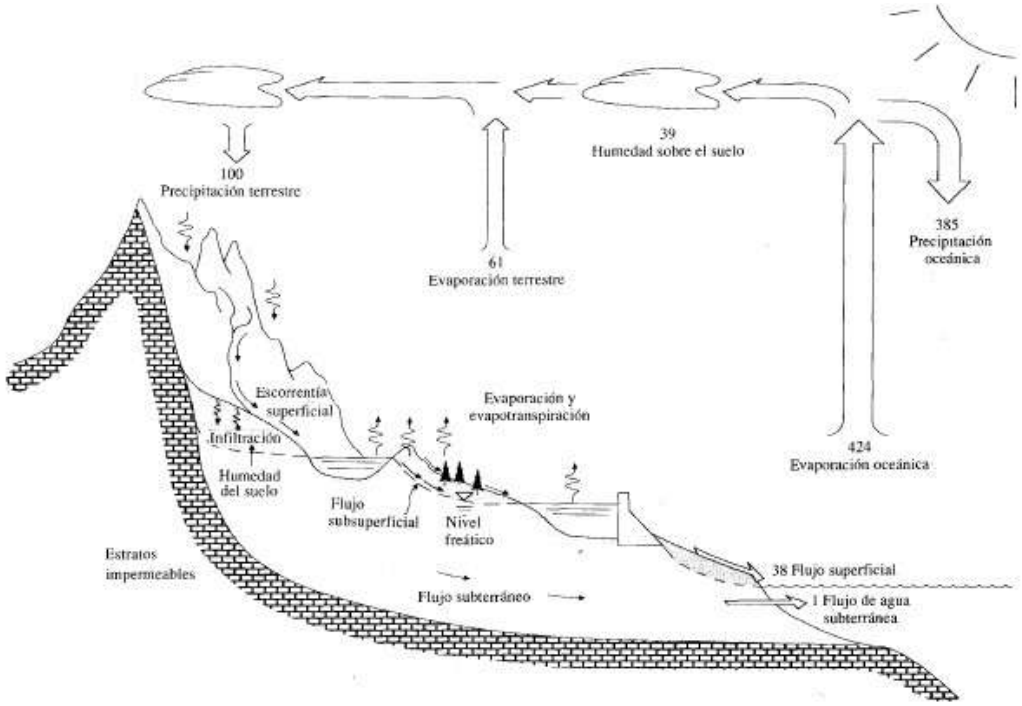


Figura 4 Ciclo hidrológico.

Fuente: Ven Te Chow; Maidment, D; Mays, L. Hidrología Aplicada, 1994. [1]

Sin embargo, no toda el agua de lluvia infiltra, ya transcurrida una cierta cantidad de tiempo los suelos se saturan, originándose así la escorrentía. Entonces, el agua fluye por la superficie de la tierra hacia los cauces de los ríos, aumentando su volumen a medida que avanza hacia las zonas más bajas.

Por otro lado, el agua de precipitación se dispersa sobre la tierra de varias maneras: la mayor parte es temporalmente retenida en el suelo cerca de donde cae y posteriormente es devuelta a la atmósfera por la evaporación y la transpiración de las plantas. Una porción de las aguas encuentra el modo de desplazarse sobre la superficie del suelo hasta las corrientes naturales, mientras que una última parte

del agua precipitada penetra al interior del suelo para llegar a ser parte de las aguas subterráneas.

Se denomina precipitación, a toda agua meteórica que cae en la superficie de la tierra, tanto en forma líquida (llovizna, lluvia, etc.) y sólida (nieve, granizo, etc.) y las precipitaciones ocultas (rocío, la helada blanca, etc.). Ellas son provocadas por un cambio de la temperatura o de la presión. La precipitación constituye la única entrada principal al sistema hidrológico continental. [2]

2.2.2 El ciclo hidrológico y su relación con la urbanización

La urbanización es un proceso mediante el cual las áreas rurales se convierten en áreas urbanas, y es un fenómeno que ha ido en aumento en las últimas décadas. La urbanización tiene un impacto significativo en el ciclo hidrológico, ya que altera la forma en que el agua se mueve a través de los diferentes reservorios. Algunas de las formas en que la urbanización influye y altera el ciclo hidrológico incluyen:

Aumento de la escorrentía superficial: La urbanización implica la eliminación de la vegetación natural y la sustitución por superficies duras como el asfalto y el cemento. Esto significa que la cantidad de agua que se infiltra en el suelo disminuye, lo que aumenta la cantidad de agua que fluye por la superficie terrestre en forma de escorrentía superficial.

Disminución de la infiltración: Como se mencionó anteriormente, la infiltración es un proceso importante en el ciclo hidrológico que recarga el agua subterránea. La urbanización puede disminuir la infiltración debido a la eliminación de la vegetación natural y la compactación del suelo por la construcción de edificios y carreteras. Esto puede tener un impacto negativo en la disponibilidad de agua dulce en el futuro.

Contaminación del agua: La urbanización puede contribuir a la contaminación del agua debido al aumento de la cantidad de residuos y sustancias químicas que se producen en las áreas urbanas. Esto puede tener un impacto negativo en la calidad del agua, lo que puede afectar la salud de las personas y los ecosistemas.

Cambios en el régimen de inundaciones: La urbanización puede aumentar el riesgo de inundaciones debido al aumento de la escorrentía superficial y la disminución de la infiltración. Además, la construcción de edificios y carreteras puede alterar la topografía de la zona, lo que puede afectar la forma en que el agua fluye a través del paisaje.

En conclusión, el ciclo hidrológico es un proceso natural esencial para la supervivencia de la vida en la Tierra, y la urbanización puede alterar significativamente este proceso. Es importante considerar los impactos de la urbanización en el ciclo hidrológico y tomar medidas para minimizar estos impactos, como la implementación de prácticas de gestión del agua sostenibles y la promoción de la conservación de la vegetación natural en áreas urbanas.

2.2.3 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración Tc de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando ocurra una precipitación con intensidad constante sobre toda la cuenca. Se define como el tiempo que tarda en llegar la gota que cae en el punto hidráulicamente más alejado al punto de control. Es decir, cuando toda la cuenca está drenando a un solo punto.

La duración del evento de precipitación se debe seleccionar en base al tiempo de concentración Tc de la cuenca, en ello radica la importancia de determinar correctamente el tiempo de concentración.

El Tc de una cuenca se encuentra en función de la pendiente media, la longitud del cauce, la forma de la cuenca, la cobertura del suelo y en menor escala de otros parámetros fisiográficos. Existen diversas ecuaciones o metodologías para la determinación del Tc, la mayoría de las cuales fueron desarrolladas de manera empírica para cuencas específicas; por esto se recomienda tomar esta variable con cuidado, utilizar más de una metodología, y en caso de existir información adicional, ajustar los Tc de forma a obtener caudales que coincidan con la realidad. Se mencionan a continuación tres fórmulas para calcular el tiempo de concentración de cuencas medianas urbanizadas.

La primera es la fórmula del DNOS (Departamento Nacional de Obras e Saneamiento, Brasil), expresada a continuación.

$$Tc = \frac{10}{k}\frac{A^{0.3}L^{0.2}}{I^{0.4}}$$ Ecuación 1

Siendo

- Tc: el tiempo de concentración (min)
- A el área de la cuenca (has)
- L la longitud del curso de agua (m)
- I la pendiente en %.
- K depende de las características de la cuenca, conforme lo descrito a continuación.

• Terreno areno-arcilloso, cubierto de vegetación intensa, elevada absorción K=2

• Terreno común, cubierto de vegetación, absorción apreciable K=3

• Terreno arcilloso, cubierto de vegetación, absorción media K=4

• Terreno arcilloso de vegetación media, poca absorción K=4.5

• Terreno con roca, escasa vegetación, baja absorción K=5

• Terreno rocoso, vegetación pobre, reducida absorción K=5.5

Para condiciones medias, con K=4, se tiene en promedio una velocidad de 4.9 km/h para cuencas pequeñas y 5.7 km/h para cuencas mayores, por lo tanto, el método es aceptable para cualquier tamaño de cuenca.

El siguiente método es la conocida fórmula de Kirpich, pero modificada. Estudios en cuencas medias y grandes, con datos de inundaciones observadas demuestran que la aplicación del hidrograma unitario triangular del SCS (U.S. Soil Conservation Service), suministra resultados pertinentes a las observaciones si fuesen adoptados tiempos de concentración 50% mayores que los calculados por la expresión propuesta por Kirpich, Por lo tanto, el DNIT (Departamento Nacional de

Infraestructura de Transporte, Brasil), sugiere así la adopción de la siguiente fórmula.

$$Tc = 1.42\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$ Ecuación 2

Siendo

- Tc el tiempo de concentración (hs)
- L la longitud del curso de agua (km)
- H el desnivel máximo de la cuenca (m).

La tercera fórmula presentada corresponde al método del Lag. El atraso de la onda de llegada en relación a la lluvia producida es designado por "Lag", considerándose como el tiempo transcurrido entre el centro del hietograma de la lluvia unitaria o el momento en que ocurre el 50% del volumen del Hidrograma unitario correspondiente. Teniendo en cuenta esto, el tiempo de concentración está dado por la siguiente expresión.

$$Tc = 16kn\left(\frac{L^{0.833}}{H^{0.167}}\right)$$ Ecuación 3

2.2.4 Representación del ciclo mediante modelos hidrológicos

Una de las áreas clave de la hidrología es la representación del ciclo hidrológico mediante modelos hidrológicos. En este capítulo, se presentará una revisión de los principales modelos hidrológicos utilizados en la representación del ciclo hidrológico, así como sus ventajas y limitaciones.

Modelos hidrológicos:

Un modelo hidrológico es una representación matemática de la dinámica del agua en una cuenca hidrográfica. Estos modelos se utilizan para simular la respuesta de una cuenca a diferentes condiciones climáticas y de uso del suelo. Existen varios tipos de modelos hidrológicos, entre los que se encuentran los modelos de balance de agua, los modelos de lluvia-escorrentía y los modelos hidrológicos distribuidos.

Los modelos de balance de agua son los más simples de todos los modelos hidrológicos y se basan en el equilibrio entre las entradas y salidas de agua en una cuenca hidrográfica. Estos modelos se utilizan para estimar la cantidad de agua que se encuentra en la cuenca y su distribución espacial y temporal.

Los modelos de lluvia-escorrentía son un paso más allá de los modelos de balance de agua y se utilizan para simular la escorrentía generada por la lluvia. Estos modelos tienen en cuenta la capacidad de retención del suelo y la velocidad de infiltración, así como la cantidad de lluvia que cae en la cuenca.

Los modelos hidrológicos distribuidos son los más complejos de todos los modelos hidrológicos y se utilizan para simular la dinámica del agua en toda la cuenca hidrográfica. Estos modelos se basan en la división de la cuenca en subcuencas y en la simulación de la dinámica del agua en cada una de ellas. Estos modelos tienen en cuenta la topografía, la vegetación, el uso del suelo y la dinámica climática de la cuenca hidrográfica.

Ventajas y limitaciones de los modelos hidrológicos:

Los modelos hidrológicos son herramientas muy útiles para la representación del

ciclo hidrológico, ya que permiten simular la dinámica del agua en una cuenca hidrográfica. Entre las ventajas de estos modelos se encuentran su capacidad para predecir la cantidad de agua disponible en la cuenca, así como la distribución espacial y temporal de la misma. Además, estos modelos son muy útiles para la gestión de los recursos hídricos y para la toma de decisiones en la planificación del uso del suelo.

Sin embargo, los modelos hidrológicos también tienen limitaciones. Una de las principales limitaciones es la dificultad de calibrar y validar estos modelos, ya que la dinámica del agua en una cuenca hidrográfica es muy compleja y depende de muchos factores, como la topografía, la vegetación, el uso del suelo y la dinámica climática. Otra limitación es la falta de datos, especialmente en las cuencas hidrográficas poco estudiadas.

Los modelos hidrológicos son herramientas muy útiles para la representación del ciclo hidrológico en una cuenca hidrográfica, ya que permiten simular la dinámica del agua y predecir la cantidad de agua disponible en la cuenca. Sin embargo, estos modelos también tienen limitaciones, como la dificultad de calibración y validación, así como la falta de datos en algunas cuencas hidrográficas.

Además de los modelos hidrológicos, existen otros métodos para obtener caudales en una cuenca hidrográfica. Dos de los métodos más comunes son el método racional y el método del hidrograma unitario.

El método racional se utiliza para estimar el caudal pico de una cuenca hidrográfica en función de la intensidad de la lluvia y el área de la cuenca. Este método asume que la lluvia se distribuye uniformemente en toda la cuenca hidrográfica y que la escorrentía se produce instantáneamente después de la lluvia. El método racional se basa en la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3600}$$ Ecuación 4

Donde:

- Q: Caudal pico en m3/s
- C: Coeficiente de escorrentía
- i: Intensidad de la lluvia en mm/h
- A: Área de la cuenca en km2

El coeficiente de escorrentía (C) es una medida de la cantidad de lluvia que se convierte en escorrentía y depende de las características del suelo y la vegetación en la cuenca hidrográfica.

El método del hidrograma unitario se utiliza para estimar el hidrograma de salida de una cuenca hidrográfica en respuesta a una lluvia. Este método se basa en la idea de que el hidrograma de salida de una cuenca hidrográfica puede ser representado por un hidrograma unitario, que describe la respuesta de la cuenca a una unidad de lluvia. El hidrograma unitario se obtiene a partir de datos de caudal y lluvia previamente registrados en la cuenca hidrográfica.

Para aplicar el método del hidrograma unitario, se debe convolucionar el hidrograma unitario con la curva de intensidad de lluvia. El resultado de esta operación es el hidrograma de salida de la cuenca hidrográfica. Este método se utiliza ampliamente en el diseño de estructuras hidráulicas, como presas y canales de riego.

Tanto el método racional como el método del hidrograma unitario son métodos útiles para obtener caudales en una cuenca hidrográfica. Sin embargo, es importante tener en cuenta las limitaciones y supuestos de cada método y su adecuación a las condiciones de la cuenca hidrográfica en cuestión.

Existen varios modelos hidrológicos ampliamente utilizados en la práctica, cada uno con sus propias características y aplicaciones. Uno de los modelos más conocidos es el Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System (HEC-HMS).

El HEC-HMS es un modelo hidrológico basado en eventos que permite simular el comportamiento de una cuenca hidrográfica en respuesta a la lluvia. El modelo utiliza datos de entrada, como la lluvia, la temperatura, la humedad y la topografía de la cuenca, para simular la escorrentía superficial, la infiltración, el almacenamiento en el suelo y en los embalses, y el flujo en los ríos y arroyos.

El HEC-HMS es ampliamente utilizado en proyectos de gestión de recursos hídricos, como la evaluación de inundaciones, el diseño de presas y embalses, y la gestión de cuencas hidrográficas. El modelo permite la calibración de parámetros hidrológicos utilizando datos de caudal observados, lo que mejora la precisión de las predicciones del modelo.

Otro modelo hidrológico conocido es el Soil and Water Assessment Tool (SWAT). Este modelo hidrológico de proceso basado en cuencas permite la simulación de la calidad y cantidad del agua en cuencas hidrográficas a través de la integración de procesos hidrológicos y de cultivo. El modelo utiliza datos de entrada, como la lluvia, la temperatura, la humedad y la topografía, así como información sobre los usos del suelo y los cultivos para simular la escorrentía superficial, la infiltración, el almacenamiento en el suelo y en los embalses, y el flujo en los ríos y arroyos.

El SWAT es ampliamente utilizado en proyectos de gestión de recursos hídricos, como la evaluación de la calidad del agua, la gestión de la erosión del suelo y la evaluación de la gestión de cultivos. El modelo también permite la calibración de parámetros hidrológicos utilizando datos de caudal y calidad del agua observados.

Otro modelo hidrológico conocido es el modelo hidrológico distribuido (Distributed Hydrology Soil Vegetation Model, DHSVM), que simula la hidrología de una cuenca hidrográfica a través de un modelo de proceso basado en el terreno que representa la interacción entre la atmósfera, el suelo, la vegetación y la topografía de la cuenca. El modelo permite la simulación detallada de la distribución espacial de la escorrentía superficial, la infiltración, el almacenamiento en el suelo y en los embalses, y el flujo en los ríos y arroyos.

2.2.5 Método de abstracciones del SCS

El Servicio de Conservación de Suelos (*Soil Conservation Service*) de los Estados Unidos desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S; como se aprecia en la Figura 5.

Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es la diferencia entre P e I_a. La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir,

$$\frac{F}{S} = \frac{Pe}{P - Ia} \qquad \text{Ecuación 5}$$

Del principio de continuidad se tienen que $P= P_e+I_a+F_a$. Combinando estas dos ecuaciones, Pe resulta,

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S}$$ Ecuación 6

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS. Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica que relaciona la abstracción inicial con la capacidad de almacenamiento.

Históricamente, se ha asumido generalmente que Ia = 0.2S, aunque la investigación más reciente ha encontrado que Ia=0.05S puede ser una relación más adecuada y precisa.

En base a esto, se tiene que:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$ Ecuación 7

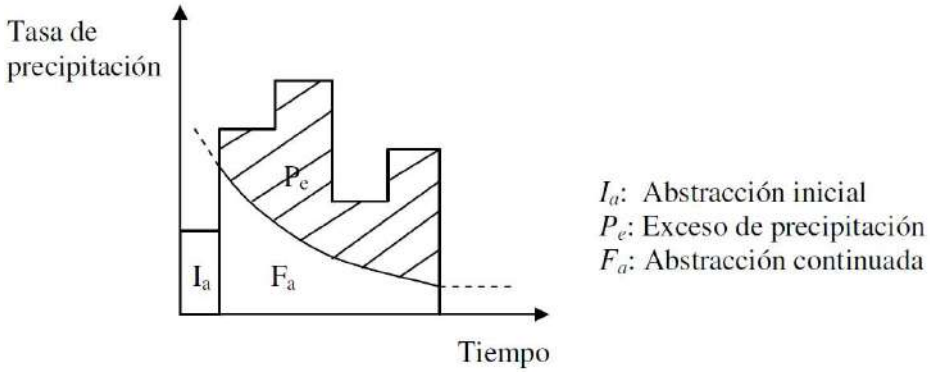


Figura 5 Variables en el método de abstracciones del SCS.

Fuente: Apuntes de Hidrología, Módulo 11. [3]

Al analizar gráficamente la información de P y Pe en múltiples cuencas, el Sistema de Conservación de Suelos (SCS) identificó una serie de curvas distintas. Con el propósito de uniformizar estas curvas, se introdujo un número adimensional llamado coeficiente de curva (CN), que varía en un rango de 0 a 100. En el caso de superficies impermeables y cuerpos de agua, el valor de CN se fija en 100; para las superficies naturales, el coeficiente de curva es menor a 100. La relación entre este coeficiente de curva y el parámetro S se establece de la siguiente manera:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$ Ecuación 8

Donde S está en milímetros. Un factor importante a tener en cuenta en estas curvas es la condición antecedente de humedad (Antecedent Moisture Condition), la cual se agrupa en tres condiciones básicas mostradas en la Tabla 1, a continuación.

Tabla 1: Condiciones de antecedente de humedad, según el SCS.

AMC (I)	Condiciones secas
AMC (II)	Condiciones normales
AMC (III)	Condiciones húmedas

Los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus en inglés) normales, y se establecen las relaciones para las otras dos condiciones.

Los números de curva han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos en base al tipo y uso de suelo. En función del tipo de suelo se definen cuatro grupos:

- **Grupo A:** Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.

- **Grupo B:** Suelos poco profundos depositados por el viento y marga arenosa.

- **Grupo C:** Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

- **Grupo D:** Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de usos de suelos se encuentran disponibles en tablas. Para una cuenca compuesta de varios tipos y usos de suelos se puede calcular un CN ponderado.

2.2.6 Hidrograma Unitario del SCS

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) propuso un modelo HU paramétrico

en al año 1986 [4]; este modelo está incluido en el HEC-HMS a utilizar. El modelo se basa en promedios de Hidrogramas Unitarios derivados de precipitaciones y escurrimientos medidos para una gran cantidad de pequeñas cuencas agrícolas en los EE. UU.

En el corazón del modelo se encuentra un Hidrograma Unitario adimensional de un solo pico. Este Hidrograma Unitario adimensional expresa la descarga del Hidrograma Unitario, Ut, como una relación con la descarga máxima del Hidrograma Unitario, Up, para cualquier tiempo t, una fracción de Tp, el tiempo hasta el pico del Hidrograma Unitario. La investigación realizada por el SCS sugiere que el pico del Hidrograma Unitario y el tiempo del pico están relacionados por:

$$U_p = C\frac{A}{T_p} \qquad \text{Ecuación 9}$$

En donde

- A=área de la subcuenca,
- C=constante de conversión (2.08 para el SI).

El tiempo del pico está relacionado a la duración de la unidad de precipitación en exceso:

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag} \qquad \text{Ecuación 10}$$

Donde,

- Δt=la duración de la precipitación en exceso (el cual es también el intervalo computacional de la corrida;
- t_{lag}=el tiempo de lag de la cuenca, definido como la diferencia de tiempo entre el centro de masa de la precipitación en exceso y el pico del HU.

Cuando el tiempo de lag es especificado, el programa resuelve las ecuaciones anteriores para encontrar el T_p y U_p. Con estos valores calculados, el HU puede formarse a partir de la forma adimensional, el cual está incorporado al programa.

Para cuencas hidrográficas no aforadas, el SCS sugiere que el tiempo de Lag puede estar relacionado con el tiempo de concentración, tc, como sigue:

$$t_{lag} = 0.6t_c = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag}$$ Ecuación 11

2.2.7 Tránsito de hidrogramas

Aunque popular y fácil de usar, el modelo de Muskingum incluye parámetros que no tienen una base física y, por lo tanto, son difíciles de estimar. Además, el modelo se basa en suposiciones que a menudo no se cumplen en los canales naturales. Una extensión, el modelo Muskingum-Cunge, supera estas limitaciones.

El modelo se basa en la solución de la siguiente forma de la ecuación de continuidad (con entrada lateral, ql, incluido):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L$$ Ecuación 12

Y de la forma de difusión de la ecuación de cantidad de movimiento:

$$S_f = S_f - \frac{\partial y}{\partial x}$$ Ecuación 13

Combinando estas ecuaciones y utilizando una aproximación linear arroja la ecuación de difusión convectiva [5]

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c\frac{\partial Q}{\partial x} = \mu\frac{\partial^2 Q \partial}{x^2} + cq_L$$ Ecuación 14

Donde:

- c=celeridad de la onda (velocidad);
- μ = difusividad hidráulica.

Estos se expresan como sigue, respectivamente:

$$c = \frac{dQ}{dA}$$ Ecuación 15

Y

$$\mu = \frac{Q}{2BS_o}$$ Ecuación 16

Donde

- B=ancho superior de la superficie de agua.

Una aproximación por diferencias finitas de las derivadas parciales, combinada con la ecuación previa, resulta en:

$$O_t = C_1 I_{t-1} + C_2 I_t + C_3 O_{t-1} + C_4 (q_L \Delta x)$$ Ecuación 17

Los coeficientes son:

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)}$$ Ecuación 18

$$C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)}$$ Ecuación 19

$$C_3 = \frac{2(1 - \mathrm{X}) - \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)}$$ Ecuación 20

$$C_4 = \frac{2(\frac{\Delta t}{K})}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)}$$ Ecuación 21

Los parámetros K y X son [6]

$$K = \frac{\Delta x}{c}$$ Ecuación 22

$$X = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{Q}{BS_o c\Delta x}\right)$$ Ecuación 23

Pero c, Q y B cambian con el tiempo, por lo que los coeficientes C1, C2, C3 y C4 también deben cambiar. El programa los recalcula en cada paso de tiempo y distancia, Δt y Δx, utilizando el algoritmo propuesto por Ponce [7]

La elección de estos intervalos de tiempo y distancia es fundamental. Los intervalos se seleccionan para garantizar la precisión y estabilidad. El Δt se selecciona como el mínimo de lo siguiente: intervalo de tiempo del usuario en las especificaciones de control; el tiempo de viaje a través del cauce; o 1/20 del tiempo al pico con la ascendente más empinada, redondeado al múltiplo o divisor más cercano del intervalo de tiempo del usuario. Una vez que se elige Δt, Δx se calcula como:

$$\Delta x = c\Delta t$$ Ecuación 24

El valor está contenido de tal forma a que se cumpla:

$$\Delta x < 12\left(c\Delta t + \frac{Q_o}{BS_o c}\right)\Delta x = c\Delta t$$ Ecuación 25

Aquí, Qo=caudal de referencia, calculado a partir del hidrograma de referencia:

$$Q_o = Q_B + \frac{1}{2}(Q_p - Q_B)$$ Ecuación 26

Con

- QB=caudal base y
- Qp=pico afluente.

En el presente Proyecto Final de Grado, se utiliza el modelo Muskingum-Cunge en su configuración estándar. En esta configuración, se proporciona una descripción simple de una sección transversal representativa del canal. Se especifican las dimensiones principales de la sección, junto con la rugosidad del canal, la pendiente de energía y la longitud. La longitud y la rugosidad se pueden estimar a partir de datos SIG, fotografías aéreas y estudios de campo. La pendiente de energía se

puede estimar como la pendiente del lecho del canal, en ausencia de mejor información.

Con cualquiera de las configuraciones del modelo Muskingum-Cunge, si las propiedades del canal varían significativamente a lo largo del tramo de enrutamiento, este puede subdividirse y modelarse como una serie de subtramos vinculados, con las propiedades de cada uno definidas por separado.

2.2.8 Método de Número de Curva

El Método del Número de Curva (CN), fue desarrollado por el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (NRCS por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos en el año 1986 [8]. Esta institución ha desarrollado una gran cantidad de experimentos que permitieron conocer la escorrentía para un evento de tormenta dado en función de los tipos y usos de suelo que se tienen en la cuenca.

El suelo y la cobertura vegetal de una cuenca generalmente son clasificados en forma separada. La combinación de un determinado suelo y su cobertura vegetal se denomina complejo hidrológico suelo – cobertura, y la medida de este complejo

puede ser utilizado como un parámetro de la cuenca en la estimación de la escorrentía. Esta es la base del método del Servicio de Conservación de Suelos (S.C.S.). EL CN es un índice de escorrentía, cuyo valor va del 1 al 100. Este índice representa en forma numérica para los cálculos hidrológicos toda el agua de la precipitación caída que no llega a infiltrar en el suelo.

Otra variable que incide sobre el CN es la condición antecedente de humedad (AMC); es decir, la cantidad de agua presente en el suelo antes del evento de lluvia. La AMC I considera al suelo como seco y por lo tanto tiene el menor potencial de escorrentía, la AMC II considera suelos humedecidos y tiene un potencial de escorrentía medio, por último, la AMC III tiene el mayor potencial de escorrentía ya que considera a suelos completamente saturados por las precipitaciones anteriores [9]. Como no se cuenta con este tipo de datos, se optó por utilizar la AMC II, que representa una condición antecedente promedio.

La metodología para la obtención del CN de cada subcuenca se basa en la siguiente formulación:

$$h_e = \frac{(h - 0{,}2S)^2}{(h + 0{,}8S)} \quad para\ h > 0{,}2S \qquad \text{Ecuación 27}$$

Donde:

$h_e =$ Lluvia excedente, en mm.

$h =$ Lluvia acumulada, en mm.

$S =$ Retención potencial del suelo, en mm.

El valor depende del uso del suelo y puede ser determinado por tablas. El valor estima las pérdidas iniciales, debidas a la retención en depresiones del terreno. Por ello, se impone como condición que P>0,2S.

Para facilitar la solución de esta ecuación, se realiza un cambio de variable:

$$S = 25{,}4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10\right) \qquad \text{Ecuación 28}$$

Donde CN es el número de curva que varía entre 1 y 100.

Luego, sustituyendo la Ecuación 28 en la Ecuación 27, se tiene que:

$$h = \frac{\left(h - \frac{5080}{CN} + 50{,}8\right)^2}{h + \frac{20{,}30}{CN} - 203{,}2} \quad para\ h > 0{,}2S \qquad \text{Ecuación 29}$$

2.2.9 Determinación del Tipo de Suelo

Los suelos pueden ser clasificados de acuerdo a sus propiedades hidrológicas si se los considera independientemente de la pendiente y la cobertura de la cuenca. Los grupos hidrológicos en que se pueden dividir los suelos son utilizados para la estimación de la escorrentía a partir de la precipitación [8].

El S.C.S. ha propuesto una clasificación hidrológica de los suelos para ser utilizada en el análisis de la relación precipitación - escorrentía. Los suelos han sido clasificados en cuatro grupos A, B, C y D de acuerdo con el potencial de escorrentía.

- **Grupo A (Bajo potencial de escorrentía):** Suelos con altas capacidades de infiltración cuando están completamente húmedos: principalmente arenas y gravas muy bien ordenadas. Estos suelos tienen alta velocidad de transmisión de agua.
- **Grupo B (Moderadamente bajo potencial de escorrentía):** Suelos que tienen capacidades de infiltración moderadas cuando están completamente húmedos: principalmente suelos medianamente profundos y drenados, con textura de sus agregados variando entre moderada y muy fina. Están caracterizados porque tienen velocidades medias de transmisión de agua.
- **Grupo C (Moderadamente alto potencial de escorrentía):** Suelos que tienen capacidades de infiltración bajas cuando están completamente húmedos principalmente de suelos que contienen una capa que impide el movimiento hacia abajo del agua o suelos con textura fina o moderadamente fina, estos suelos tienen baja transmisión de agua.
- **Grupo D (Alto Potencial de escorrentía):** Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos. Estos suelos tienen una velocidad de transmisión del agua muy baja.

2.3 Modelo de precipitación

2.3.1 Curvas IDF

La construcción de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), según diversos autores, plantean distintas formas o métodos para su construcción. Para Aparicio [10] existen dos métodos; el primero, llamado de intensidad - período de retorno, relaciona estas dos variables para cada duración por separado, mediante alguna de las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología.

El otro método relaciona simultáneamente la intensidad, la duración y el período de retorno en una familia de curvas, cuya ecuación es:

$$I = \frac{k * T^m}{(d + c)^n}$$ Ecuación 30

Donde

- k, m, n y c son constantes que se calculan mediante un análisis de correlación lineal múltiple, y en tanto que
- I y d corresponden a la intensidad de precipitación y la duración, respectivamente.

Por otra parte, Chow, V. T [11], plantean dos formas de trabajar con las curvas. La primera, utiliza un análisis de frecuencia de la lluvia, considerando para ello una función de distribución de probabilidad de valor extremo como la función Gumbel.

El segundo método, expresa las curvas IDF como ecuaciones, con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica.

Por otro lado, Varas y Sánchez, citado por EULA [12], han propuesto otra metodología para el diseño de las curvas IDF. Dicho procedimiento plantea la siguiente expresión para estimar las intensidades máximas, para distintos períodos de retorno y duraciones:

$$P_{t,T} = K * P_{10,D} * C_{d,t} * C_{f,t}$$ Ecuación 31

Donde:

$P_{t,T} =$ Lluvia con período de retorno de T años y duración t horas en (mm).

$K =$ Coeficiente para obtener la lluvia máxima absoluta en 24 horas en función del valor máximo diario (k= 1,1).

$P_{10,D} =$ Lluvia Máxima diaria con 10 años de período de retorno.

$C_{d,t} =$ Coeficiente de duración para t horas.

$C_{f,T} =$ Coeficiente de frecuencia para T años de período de retorno.

Entonces, la intensidad máxima de precipitación queda dada por:

$$I_{t,T}(mm/hr) = \frac{P_{t,T}}{d}$$ Ecuación 32

Donde:

d = Duración en hr.

Siguiendo esta metodología, se pueden diseñar las curvas IDF en aquellas ciudades o zonas en que sólo exista información pluviométrica, para lo cual se deberán seleccionar los coeficientes de duración y frecuencia de la estación pluviográfica más cercana.

Otra forma o método para determinar las curvas IDF, es el que se presenta en este documento, y corresponde al que ha planteado Témez [13], el cual relaciona las intensidades de precipitación para distintos períodos de retorno, con el propósito de graficar la relación entre las tres variables (Intensidad- Duración –Frecuencia), y cuyo esquema de la curva IDF se ve en la Figura 6.

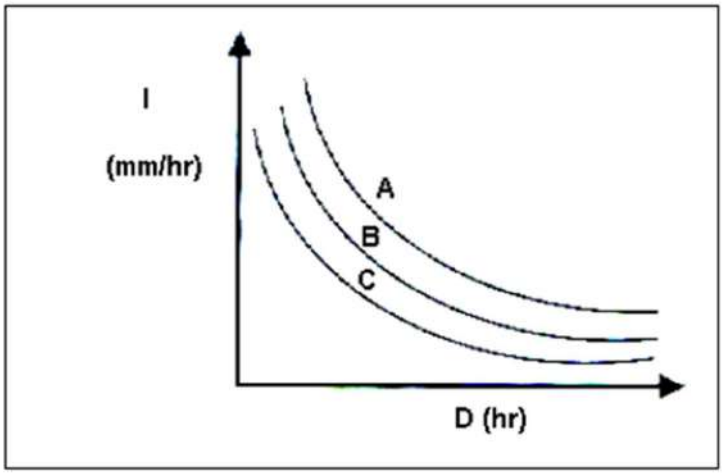


Figura 6 Curvas IDF.

Siendo

- D = Duración en horas.

- I = Intensidad de precipitación en mm/hr.
- A, B y C representan distintos períodos de retorno en años.

Luego,

$$I = \frac{P}{D}$$ Ecuación 33

Donde

- P es la profundidad de lluvia en mm o pulg.
- D es la duración, dada usualmente en horas.

2.3.2 Distribución temporal

La distribución temporal de una tormenta tiene gran influencia en la respuesta hidrológica de la cuenca. Para una altura de lluvia y una duración dadas, la elección de la distribución temporal la de lluvia adimensional permite el desarrollo del hietograma de una tormenta de diseño.

Existen diferentes métodos para su diseño, en función de las características hidrológicas de la cuenca (lluvia uniforme, hietograma triangular, SCS, etc.). Dado que todos consisten básicamente en repartir la cantidad de lluvia obtenida a través de la curva IDF, se puede considerar que el método Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos, por ser uno de los más conocidos en el mundo, es uno de los más recomendables.

El SCS ha desarrollado varias distribuciones temporales generalizadas, entre ellas las 24-h Tipos I, IA, II, y III y las 48-h Tipos I y II.

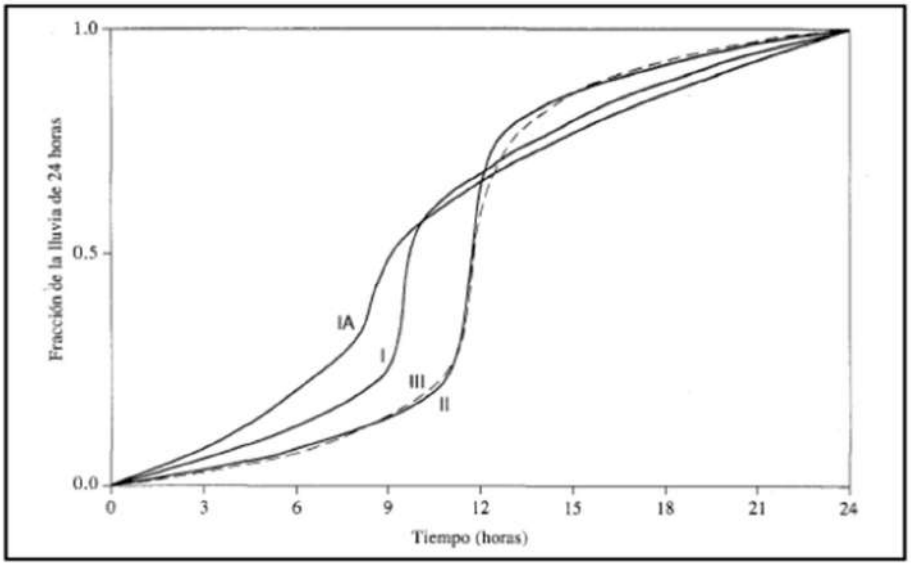


Figura 7 Hietogramas de lluvia de 24 horas.

Fuente: Soil Conservation Service, 1986. *[8]*

2.4 Hidráulica de canales

2.4.1 Modelo hidráulico HEC RAS

HEC- RAS (*Hydrologic Engineering Center - River Analysis System*) es un programa informático que modela la hidráulica del flujo de agua que transita a través de los ríos naturales y otros canales. El programa es unidimensional, lo que significa que no hay modelado directo del efecto hidráulico de los cambios en la forma de la sección transversal, curvas, y otros aspectos bi y tridimensionales del flujo. El programa fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército, Departamento de Defensa de los Estados Unidos con el fin de gestionar los ríos, puertos y otras obras públicas bajo su jurisdicción; se ha encontrado una amplia aceptación por parte de muchos otros desde su lanzamiento público en el año 1995.

El Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC), ubicado en Davis, California, ha desarrollado el Sistema de Análisis de Río, una herramienta destinada a brindar apoyo a ingenieros hidráulicos en la evaluación del flujo en canales y en la

determinación de áreas de inundación. Este sistema engloba diversas funcionalidades, desde la introducción de datos hasta componentes hidráulicos, y

desde el análisis de la capacidad de almacenamiento hasta la administración de datos, gráficos y la generación de informes exhaustivos.

El procedimiento de cálculo básico de HEC- RAS para flujo constante se basa en la solución de la ecuación de energía unidimensional. Las pérdidas de energía se evalúan por la fricción y la contracción-expansión. La ecuación de momento se utiliza en situaciones donde el perfil de la superficie del agua es rápidamente variado. Estas situaciones incluyen saltos hidráulicos, sistema hidráulico de puentes y perfiles que evalúan en las confluencias de los ríos.

Para el flujo no permanente, HEC- RAS resuelve completamente la ecuación dinámica unidimensional de Saint Venant, utilizando un método implícito de diferencia finita. La resolución de ecuaciones de flujo no permanente es una adaptación de paquete UNET del Dr. Robert L. Barkau. [14]

HEC- RAS está equipado para modelar una red de canales, un sistema dendrítico o un solo tramo de río. Algunas simplificaciones deben realizarse con el fin de modelar algunas situaciones complejas de flujo utilizando el enfoque unidimensional HEC- RAS. Es capaz de modelar un flujo en régimen subcrítico, supercrítico y mixto, junto con los efectos de puentes, alcantarillas, vertederos, y estructuras.

2.4.2 Principio de energía

La ecuación de Bernoulli (Ecuación 34), es aplicada al flujo en canales abiertos. No existe dificultad en el término $\frac{V^2}{2g}$ ya que se asume que la velocidad es constante en toda la sección transversal.

$$\frac{P}{\gamma} + z + \frac{V^2}{2g} \qquad \text{Ecuación 34}$$

Los demás términos varían de un punto a otro sobre la sección transversal; si

consideramos un caso donde las pendientes longitudinales tanto del lecho como de la superficie del agua son pequeñas, entonces en cualquier punto (A) la altura de presión $\frac{P}{\gamma}$ simplemente iguala la profundidad de (A) por debajo de la superficie.

Entre una sección y otra, se resuelve la ecuación de energía para obtener las alturas de escurrimiento:

$$y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 {V_2}^2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 {V_1}^2}{2g} + h_e$$ Ecuación 35

Donde

- y_1, y_2: representa la altura del agua en las secciones transversales 1 y 2;
- z_1, z_2: es la cota de terreno las secciones transversales 1 y 2;
- V_1, V_2: es la velocidad promedio de la sección;
- α_1, α_2: son los coeficientes de ajuste de velocidades,
- g: la aceleración de la gravedad y
- he: la pérdida de carga entre las secciones 1 y 2.

En la Figura 8, a continuación, se muestra un diagrama que representa los términos de la Ecuación 35.

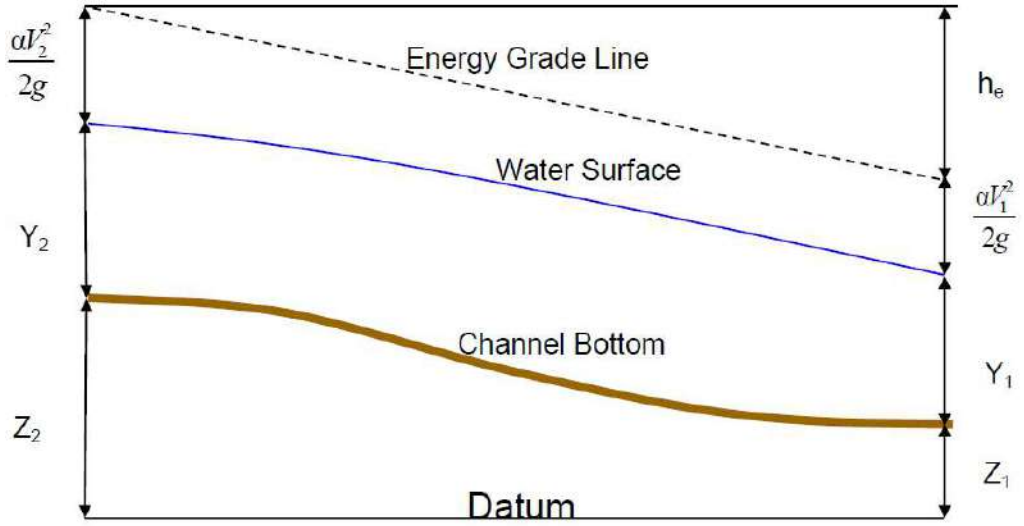


Figura 8 Representación de los términos en la ecuación de energía.

Fuente: HEC RAS Hydraulic Reference Manual, U.S. Army Corps of Engineers, 2010. [15]

La pérdida de carga (he) es considerada como la suma de la pérdida por fricción (rugosidad) entre dos secciones y la diferencia entre cargas de velocidad entre secciones ponderadas por un coeficiente de pérdida por contracción o expansión. Mostrada a continuación.

$$h_e = L\bar{S_f} + C\left|\frac{\alpha_2 {V_2}^2}{2g} - \frac{\alpha_1 {V_1}^2}{2g}\right| \qquad \text{Ecuación 36}$$

Donde

- L = largo representativo del tramo;
- Sf = pendiente por fricción representativa entre dos secciones;
- C = coeficiente de pérdida por expansión o contracción.

L se calcula como la suma de las distancias entre las subsecciones (planicies laterales y canal principal) ponderadas por sus respectivos caudales promedios y dividido por el caudal promedio total.

2.4.3 Conducción o Transporte

La determinación del transporte total de un canal y el coeficiente de velocidad para una sección transversal requieren que el caudal sea subdividido en unidades en las cuales la velocidad se encuentra uniformemente distribuida. Se define la capacidad de conducción de una subsección como el caudal dividido por la raíz de la pérdida de carga, esto se introduce en la ecuación de Manning (Ecuación 38).

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S_f}} \quad (m^3/s) \qquad \text{Ecuación 37}$$

$$K = \frac{1}{n} A R^{2/3} \qquad \text{Ecuación 38}$$

Donde

- K = Capacidad de transporte de una subdivisión;
- n = Coeficiente de Manning de una subdivisión;
- A = Área de flujo de una subdivisión;
- R = Radio hidráulico de una subdivisión.

Por defecto HEC-RAS considera subsecciones en donde existe variación del coeficiente de rugosidad de Manning, sin embargo, puede modificarse la definición de subsecciones en cada nodo del perfil. La conducción total de una sección será la suma de la conducción de todas las subsecciones (Figura 9).

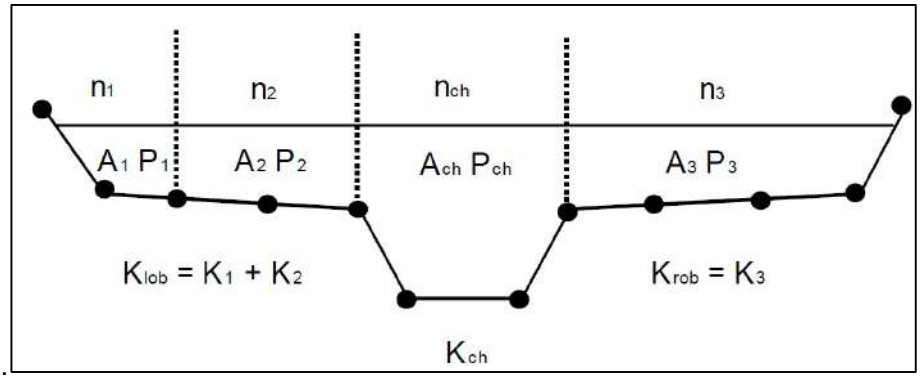


Figura 9 Método de conducción mediante subsecciones.

Fuente: HEC RAS Hydraulic Reference Manual, U.S. Army Corps of Engineers, 2010. [15]

2.4.4 Coeficiente alfa

Como HEC-RAS es un programa unidimensional de perfiles de superficie de agua, solo un nivel de agua y, por lo tanto, solo una energía media es computada en cada sección transversal. Para un nivel de agua, la energía media es obtenida computando la energía ponderada de las tres subsecciones de una sección transversal (planicie izquierda, canal principal, planicie derecha), como se representa en la Figura 10.

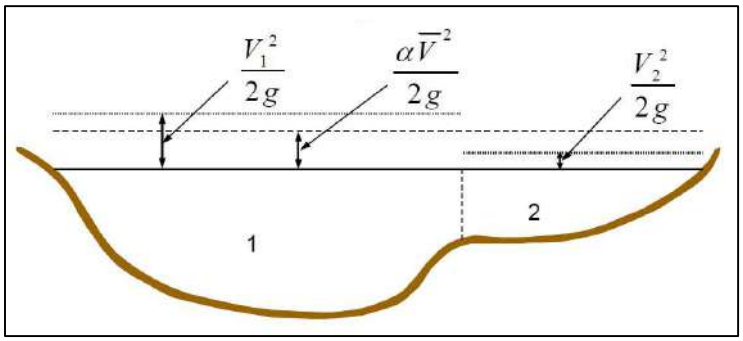


Figura 10 Determinación de la energía para una sección transversal no uniforme.

Fuente: HEC RAS Hydraulic Reference Manual, U.S. Army Corps of Engineers, 2010. [15]

Dado que es necesario utilizar solo una altura de velocidad, este coeficiente compatibiliza las diferencias entre las alturas de velocidad de las distintas subsecciones. Se define en función de las áreas de flujo y la capacidad de conducción.

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{(K_{izq})^3}{(A_{izq})^2} + \frac{(K_{canal})^3}{(A_{canal})^2} + \frac{(K_{der})^3}{(A_{der})^2}\right]}{K_t{}^3}$$ Ecuación 39

2.4.5 Pérdida por fricción

La pérdida por fricción se evalúa como la ponderación de la pendiente por fricción representativa entre dos secciones por la distancia representativa L entre ellas.

$$S_f = (\frac{Q}{K})^2$$ Ecuación 40

$$Pérdida\ por\ fricción = L.\overline{S_f}$$ Ecuación 41

Para obtener la pendiente representativa HEC-RAS cuenta con cuatro métodos, por defecto utiliza el cuadrado del caudal total sobre la conducción total.

2.4.6 Altura crítica

La altura crítica de una sección se define como el punto en que la energía (H) es mínima (Figura 11).

$$H = z + y + \frac{\alpha V^2}{2g}$$ Ecuación 42

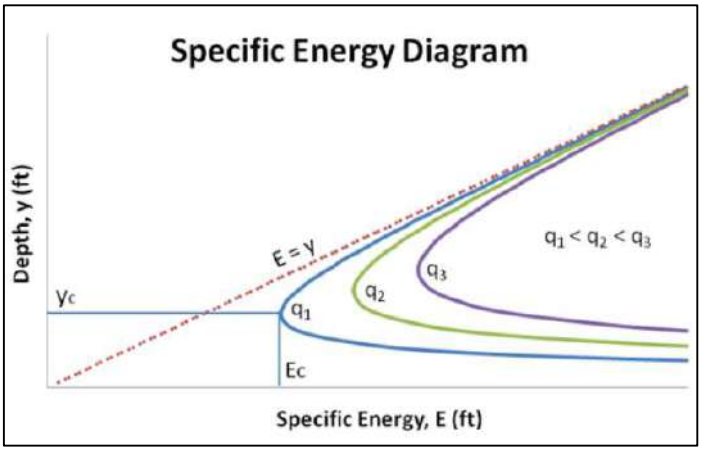


Figura 11 Gráfico de energía específica y altura crítica.

Se define la descarga unitaria (q) como el caudal dividido entre el ancho del canal. Tres diferentes valores de q se representan en el diagrama de energía específica. La descarga unitaria aumenta de izquierda a derecha, lo que significa que $q_1 < q_2 < q_3$. Existe una relación asintótica distinta como la parte superior de la curva se aproxima a la línea E = Y y la parte inferior de la curva tiende hacia el eje x.

También se muestran la energía crítica o energía mínima, E_c y el correspondiente valor de profundidad crítica, y_c.

Se entiende por altura crítica (Fr=1), en hidráulica, a la profundidad en la cual un determinado caudal transita por un canal con el mínimo de energía específica. Evidentemente, dado un caudal, la profundidad crítica, en el canal, tiene asociado en forma biunívoca una velocidad crítica, y una pendiente crítica.

Cuando la profundidad del flujo es mayor que la altura crítica, la velocidad será menor que la velocidad crítica, y el flujo se denomina subcrítico, o flujo lento. En un canal con flujo subcrítico las condiciones de este son comandadas desde aguas abajo.

Cuando la profundidad del flujo es menor que la altura crítica, la velocidad será mayor que la velocidad crítica, y el flujo se denomina supercrítico, o flujo rápido, o veloz. En un canal con flujo supercrítico las condiciones del mismo son comandadas desde aguas arriba.

HEC-RAS utiliza dos métodos iterativos para obtener dicha altura, el método "parabólico" (por defecto) y el de "secante".

2.4.7 Ecuación de Momento

Cuando el flujo deja de ser gradualmente variado, la ecuación de energía ya no es válida. Las transiciones entre distintos regímenes (al pasar por crisis) no cumplen esta condición. El cambio de régimen puede ocurrir por diversos motivos (cambios bruscos de pendiente, sección, obstáculos, estructuras como puentes, alcantarillas, vertederos, etc.) HEC-RAS alterna entre la aplicación de ecuaciones empíricas para estructuras especiales con un balance de fuerzas, o ecuación de Momento, detallado a continuación.

Aplicando la segunda ley de Newton a un cuerpo de agua encerrado entre dos secciones transversales entre la posición 1 y 2 (Figura 12), el momento en una unidad de tiempo puede ser escrito como sigue:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \qquad \text{Ecuación 43}$$

En donde

- Pi es la presión hidrostática en la sección i;
- Wx la componente del peso del agua en la dirección x;
- F_f es la fuerza de fricción;
- Q el Caudal; ρ la densidad del agua;
- ∆Vx el cambio de velocidad de la sección 2 a la 1 en la dirección x.

En lo que respecta al método de cálculo, por defecto, HEC-RAS realiza 20 iteraciones. En caso de no encontrar una solución adecuada compara la altura crítica con el resultado de menor error de las iteraciones. Si concuerda con el régimen del problema y su error es menor a 10 cm el programa entrega este valor. En caso de que no cumpla, HEC-RAS arrojará altura crítica en esa sección.

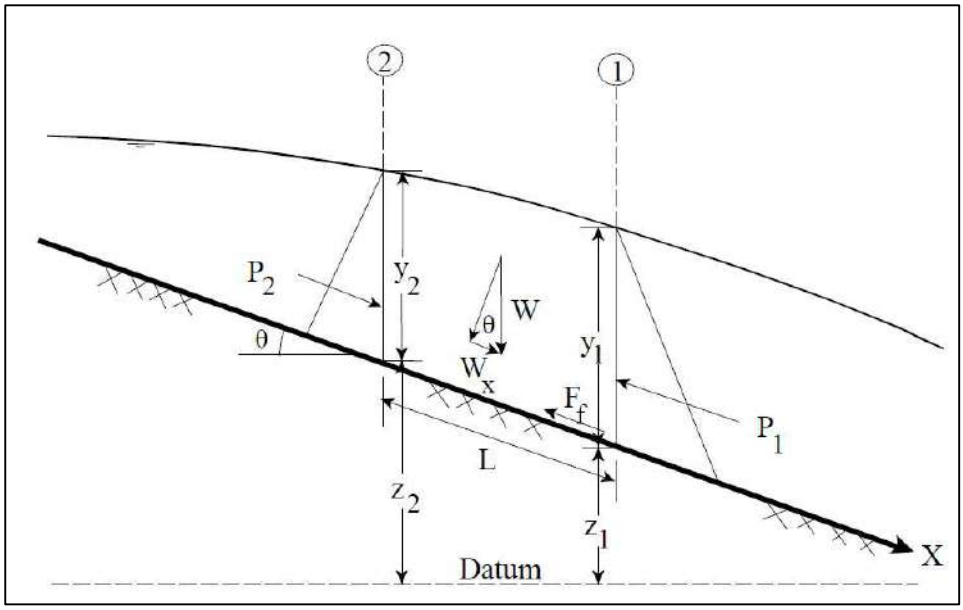


Figura 12 Aplicación del principio de Momento.

Fuente: HEC RAS Hydraulic Reference Manual, U.S. Army Corps of Engineers, 2010. [15]

2.5 Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible (SUDS)

El drenaje urbano es un sistema de infraestructura diseñado para gestionar el flujo de agua de lluvia y aguas residuales en entornos urbanos. Los enfoques del drenaje urbano se refieren a las estrategias y técnicas utilizadas para gestionar eficientemente el agua de lluvia y minimizar los problemas relacionados con inundaciones, erosión y contaminación

2.5.1 Enfoques del drenaje urbano

El adecuado manejo del drenaje urbano es esencial para abordar los desafíos de las áreas urbanas y minimizar impactos negativos. Este capítulo examina tres enfoques del drenaje urbano: el enfoque sanitarista, el enfoque hidráulico y el enfoque sostenible. Estos enfoques ofrecen perspectivas diferentes sobre cómo gestionar el flujo de agua en entornos urbanos.

2.5.2 Enfoque Sanitarista

El enfoque sanitarista se enfoca en eliminar rápidamente las aguas pluviales y aguas residuales para prevenir problemas de salud pública. Esto implica sistemas de alcantarillado y drenaje que transportan las aguas fuera de las áreas urbanas hacia cuerpos de agua receptores.

2.5.3 Enfoque Hidráulico

El enfoque hidráulico se centra en diseñar y dimensionar infraestructuras hidráulicas, como canales y tuberías, para gestionar el flujo de agua de lluvia y prevenir inundaciones. El objetivo es garantizar que la red de drenaje pueda manejar grandes volúmenes de agua en diferentes condiciones climáticas.

2.5.4 Enfoque Sostenible

El enfoque sostenible busca soluciones que sean amigables con el medio ambiente, socialmente beneficiosas y económicamente viables. Esto incluye técnicas como techos verdes, pavimentos permeables y zonas de retención que buscan gestionar las aguas pluviales de manera descentralizada y mejorar la calidad del entorno urbano.

2.6 Planicies de inundación

Una planicie de inundación, vega, llanura aluvial, o valle de inundación, es la parte orográfica que contiene un cauce y que puede ser inundada ante una eventual crecida de las aguas de éste.

Las inundaciones ribereñas se asocian a la urbanización indebida de áreas inundables aledañas a los cursos de agua. Estas inundaciones se asocian a eventos severos.

Para comprender mejor este tipo de inundaciones es preciso recordar que el cauce de un curso de agua está compuesto por el lecho menor y el lecho mayor. El lecho menor (Figura 13) es aquel ocupado totalmente por el río con un período de retorno que oscila entre 2 y 5 años (2,5 a 3 años en promedio). Tal condición se denomina de "márgenes llenas" (*Bankfull* en la literatura de lengua inglesa). La crecida máxima anual, u ordinaria es contenida totalmente por el lecho menor. El lecho

mayor de los ríos es ocupado por las aguas con una recurrencia, o tiempo de retorno, mayor, hecho que anima a la ocupación de dichas tierras.

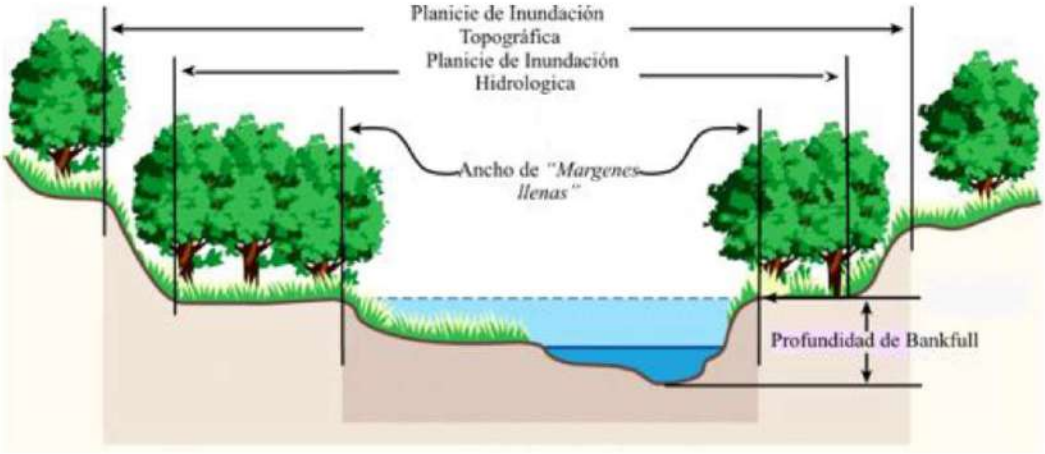


Figura 13 Lecho menor y mayor correspondientes al cauce de un río.

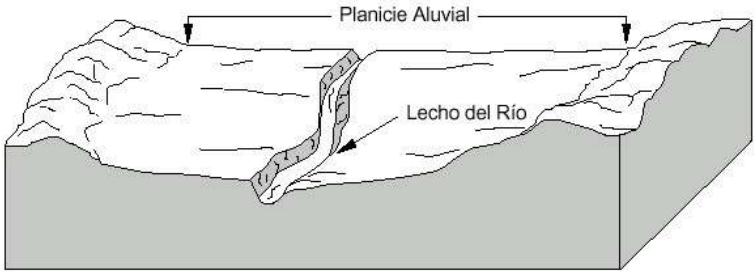


Figura 14: Lecho de río y su planicie aluvial.

Las razones por las que ocurren este tipo de inundaciones son:

- falta de restricciones municipales sobre el loteo de áreas con alto riesgo de inundación;
- secuencias de años relativamente secos, que provocan el "olvido" de empresarios, autoridades y población en general;
- falta de alternativas de la población de baja renta para acceder a lotes relativamente baratos;

- ocupación supuestamente temporaria (y/o invasión) por parte de la población más carenciada, por tratarse de áreas pertenecientes al poder público o despreciadas por el sector privado.

A fin de contrarrestar la presión generada por estas dos últimas causales es necesario que la Administración Municipal posea un plan para el desarrollo social de la ciudad, que contemple entre otros aspectos la no-ocupación de áreas con riesgo hídrico.

Por otro lado, no menos importante desde el punto de vista ambiental, el cauce de un arroyo urbano, en estado natural se encuentra con vegetaciones menores (plantas acuáticas, camalotes, vegetación riparia, y pequeños arbustos) lo que ofrece alta rugosidad al flujo del agua. Además, las planicies de inundación se caracterizan por formar parte del sistema del arroyo, ampliando de esta manera su sección transversal. Estas planicies proporcionan una gran capacidad de almacenamiento de volúmenes de agua en épocas de tormenta, reduciendo y aliviando así la velocidad dentro del canal principal. Por lo tanto, un canal natural con planicie de inundación posee una capacidad de transporte de mayor caudal a menor velocidad que un canal revestido modificado por el hombre, lo que se traduce en una atenuación considerable del caudal máximo que se genera en la cuenca durante un evento de tormenta.

El problema, como fue mencionado anteriormente, empieza cuando se produce la ocupación de dichas zonas por parte de la población, es decir, se genera un proceso de urbanización no planificada.

3 CAPÍTULO III
MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Datos utilizados

3.1.1 Modelo digital de elevación

Un modelo digital de elevación (DEM) es un modelo digital o representación 3D de la superficie de un terreno, comúnmente para un planeta, la luna, o asteroide, creado a partir de los datos de elevación del terreno. En él se tienen todos los datos de la topografía del terreno, que son necesarios para delimitar las cuencas, así también como para conocer las características fisiográficas de la cuenca.

A continuación, se explica brevemente las características de un DEM, así como el utilizado en este Proyecto Final de Grado.

3.1.1.1 Características de un DEM

En la literatura científica no hay un uso universal de los términos modelo digital de elevación (DEM), modelo digital del terreno (DTM) y modelo digital de superficie (DSM). En la mayoría de los casos el término modelo digital de superficie representa la superficie de la tierra e incluye todos los objetos en él (casas, árboles, etc.). En contraste con un DSM, el modelo digital del terreno representa la superficie del suelo desnudo y sin ningún objeto, como las plantas y los edificios (Figura 15).

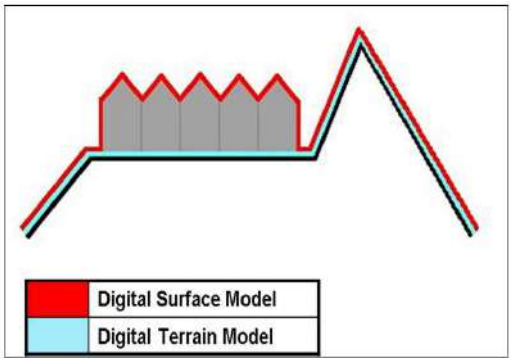


Figura 15 Diferencia entre DSM y DTM.

Fuente: Elaboración propia.

Las siglas DEM se utilizan a menudo como un término genérico para el DSM y el DTM, sólo se representan información de altura sin ninguna definición más allá de la superficie. Un DEM se puede representar como un ráster (una rejilla de cuadrados), también conocido como una matriz de datos en que cada elemento representa una altura de elevación.

Un DEM tiene varios campos de aplicaciones, entre ellos: se usa como base para trazados de perfiles topográficos, modelización de la escorrentía del agua, extracción de los parámetros del terreno, etc. Un buen DEM es importante ya que representa la superficie por donde escurrirá el agua. En este Proyecto Final de Grado se utilizó principalmente para la creación de curvas de nivel, delimitación de cuencas y determinación de la trayectoria del flujo superficial de agua.

3.1.1.2 DEM ALOS PALSAR

El programa de observación por satélite Advanced Land Observing Satellite (ALOS) fue creado para apoyar mapeo de la cobertura de la tierra, monitoreo de desastres y levantamiento de recursos (JAXA, 2020a). En 2006, el satélite ALOS fue lanzado desde el Tanegashima Space Center con tres sensores a bordo: Instrumento de sensoreamiento remoto pancromático para mapeo estereo (PRISM por sus siglas en inglés), radiómetro visible avanzado y cercano al infrarrojo tipo 2, y matriz en fase tipo L-band Radar de Apertura Sintética (PALSAR).

El sensor PRISM es un pancromático radiómetro con resolución espacial de 2,5 metros en el nadir y está compuesto por un conjunto de tres sistemas ópticos que produce imágenes estereoscópicas proporcionando un alto modelo de superficie digital de precisión. El sensor AVNIR-2 es un sensor visible y de infrarrojo cercano radiómetro destinado a cartografiar el uso y la cobertura del suelo que proporciona imágenes con 10 metros espaciales de resolución, y PALSAR es un microondas activo sensor capaz de obtener información diurna y nocturna de observación terrestre sin interferencia de nubes.

Las imágenes PALSAR adquiridas durante la misión ALOS fueron corregidas geométrica y radiométricamente. Las distorsiones geométricas se corrigieron por primera vez con el uso de un DEM y, posteriormente, se realizó el ajuste de

radiometría regiones afectadas. Después de la corrección radiométrica del terreno, los productos se distribuyeron utilizando dos resoluciones. Algunos productos generados a partir de DEM de alta resolución (NED13) fueron distribuidos con una resolución del píxel de 12.5 m, y otros, generados a partir de DEMs de mediana resolución, tienen una resolución de 30 m.

En este Proyecto Final de Grado, se utilizó la versión con una resolución de 12.5 m, el cual se muestra en la Figura 16, para la zona de estudio.

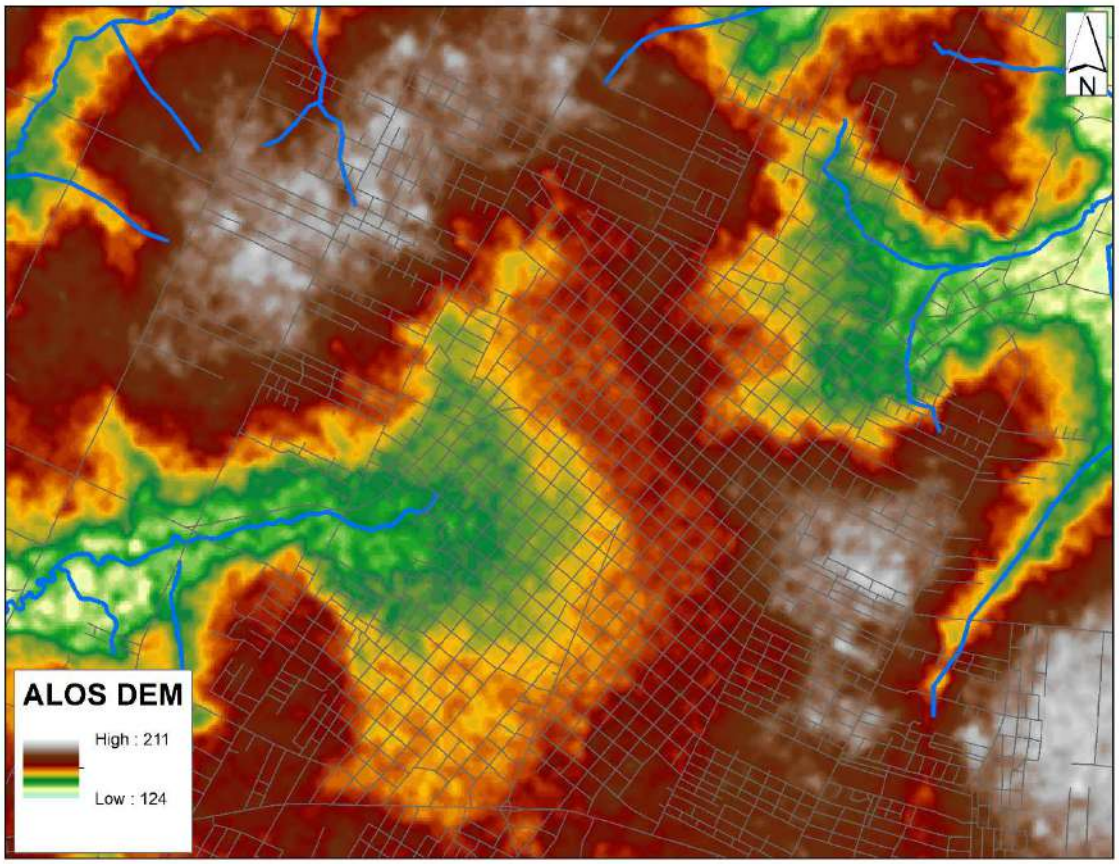


Figura 16 DEM ALOS-PALSAR en la zona de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

3.1.2 Secciones transversales levantadas en campo

A partir de imágenes satelitales y el DEM del ALOS, no se tiene suficiente información para determinar las características precisas del cauce, por lo que es importante un relevamiento topográfico para determinar elementos de un canal

tales como profundidad, ancho, pendiente del talud, distancia horizontal entre bordes superiores y bordes inferiores, etc.

Se tomaron varias secciones transversales representativas del arroyo a lo largo del tramo principal levantando datos de la geometría y rugosidad del canal. Se utilizó para las mediciones regla y nivel topográfico.

Durante la ejecución de la topografía se hicieron todos los trabajos necesarios para contar con una correcta representación del cauce, planicie de inundación e interferencias en el mismo.

Las secciones transversales se tomaron en puntos representativos del cauce, es decir, en sitios que presenten características comunes a lo largo de un tramo dado. Cada sección se tomó desde la margen izquierda hacia la margen derecha mirando en la dirección del flujo. Cada sección cuenta con los siguientes puntos como mínimo:

- Un punto en el extremo izquierdo de la planicie de inundación de la margen izquierda, a partir del cual se mide la sección.
- Un punto en el borde superior izquierdo del banco del arroyo.
- Un punto en el borde inferior izquierdo del banco del arroyo.
- Un punto entre el borde del banco izquierdo y el fondo del cauce, donde exista alguna irregularidad.
- Un punto en el sitio de menor elevación, correspondiente al eje del arroyo (talweg).
- Un punto entre el fondo del cauce y el borde del banco derecho, donde exista alguna irregularidad.
- Un punto en el borde inferior derecho del banco del arroyo.
- Un punto en el borde superior derecho del banco del arroyo.
- Un punto en el extremo derecho de la planicie de inundación de la margen derecha del arroyo.

La metodología para tomar las secciones consistió en introducir la regla dentro del canal y tomar la lectura de la topografía con el nivel estacionado en un punto

elevado (Figura 17) e ir midiendo las distancias horizontalmente con una cinta métrica. Las cotas fueron referidas al EGM 96.

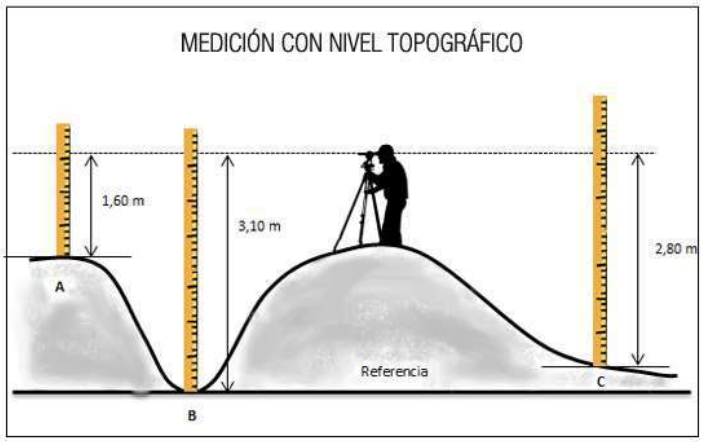


Figura 17 Medición con la regla y el nivel.

En la Figura 18, se observan todos los puntos relevados, también, se extrajeron datos en las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero, para el dimensionamiento del drenaje enterrado.

Figura 18 Puntos relevados para el desarrollo del proyecto.

Fuente: Elaboración propia.

3.1.3 Modelo topográfico del canal con su planicie de inundación

Finalmente, con los datos relevados, se genera el modelo de terreno del tramo del arroyo a analizar, el cual se observa en la Figura 19. Se adopta una resolución de 2 m para la definición de esta capa y luego es importado al software HEC-RAS para el estudio hidráulico del cauce.

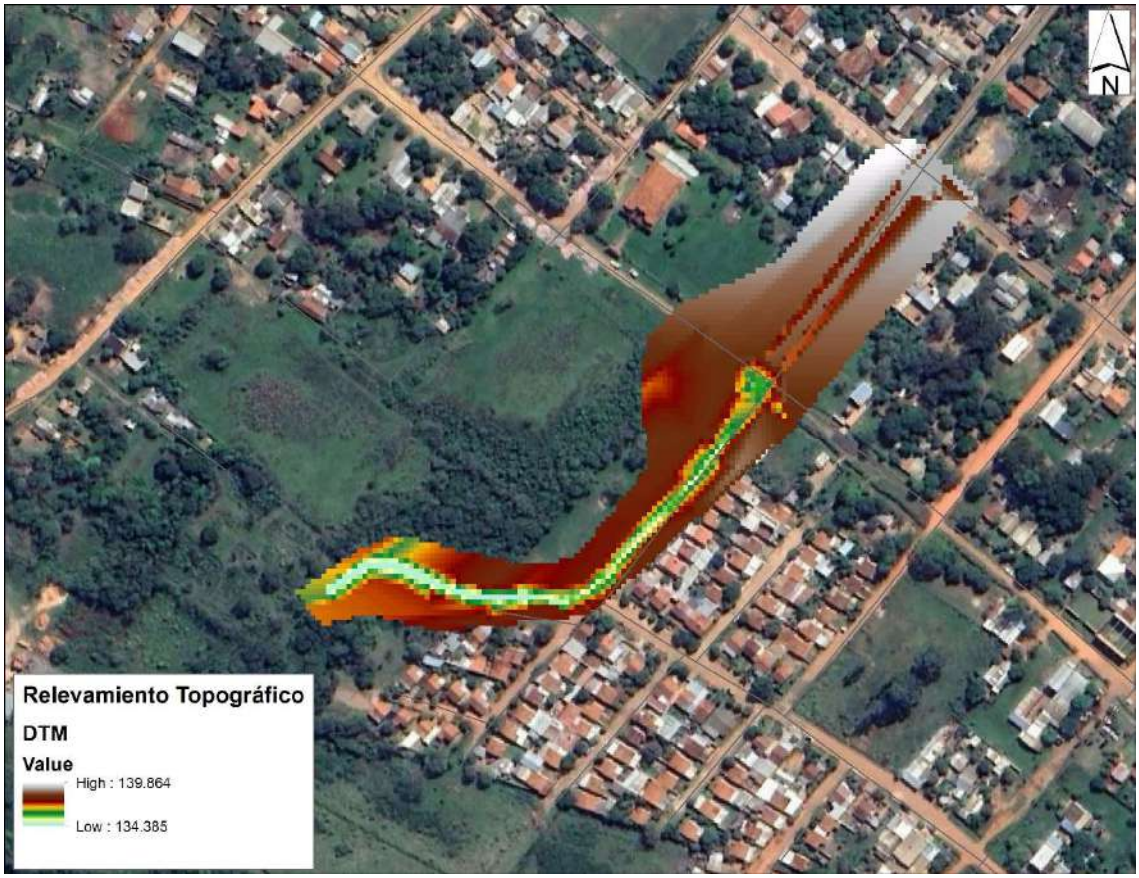


Figura 19 Modelo de Terreno generado a partir de los datos topográficos relevados.

Fuente: Elaboración propia.

4 CAPÍTULO IV
MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS

El proyecto se enfoca en el diseño de un proyecto para mejorar un sistema de drenaje pluvial. Para esto, se utilizó un software de modelado hidrológico llamado HEC-HMS, el cual permitió la estimación de los caudales de diseño a partir de los cuales las obras serán dimensionadas.

Se describen los parámetros introducidos al programa, los estudios realizados y el análisis de los resultados.

4.1 Descripción de métodos utilizados en el HEC-HMS

El modelo HEC-HMS ("Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System") fue diseñado para simular procesos de lluvia-escurrimiento en sistemas dendríticos de cuencas. Se usa en estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, pronósticos de flujo, futuras urbanizaciones, reducción del daño por inundaciones, etc.

Es un programa gratuito, de dominio público y fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. Surge como evolución del programa HEC-1 pero incluye muchas mejoras, como una interfase gráfica que facilita al usuario las labores de pre y post-proceso y la posibilidad de conectarse a un sistema de información geográfica (ArcGIS).

El HEC-HMS se usa para simular la respuesta hidrológica de una cuenca. Incluye los modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada. El programa crea una corrida de simulación, combinando los modelos y las especificaciones. Puede hacer corridas de precipitación o de la proporción de flujo, tiene la capacidad de salvar toda la información de estado de la cuenca en un punto de tiempo, y la habilidad de comenzar una nueva corrida de simulación, basada en la información de estado previamente guardada.

Los resultados de la simulación se pueden ver en el mapa de la cuenca. Se generan tablas sumarias globales y de elemento, que incluyen la información sobre el flujo

máximo y el volumen total. También están disponibles, una tabla de serie de tiempo, el gráfico por elementos, los resultados de múltiples elementos y corridas de simulación.

El modelo HEC-HMS simula numerosas componentes del ciclo hidrológico, brindando una gran variedad de métodos que pueden ser utilizados para cada componente. La selección de uno u otro método dependerá del tipo de modelo que se quiera crear (de evento o continuo), así como de la calidad y cantidad de datos disponibles. Para el presente Proyecto Final de Grado, se utilizan los siguientes componentes. [16]

a) **Vegetación, superficie, pérdidas:** esta primera etapa calcula qué parte de la precipitación caída va a generar escorrentía directa (Precipitación Neta). El método utilizado es el de abstracciones del SCS.

b) **Transformación:** el programa calcula la escorrentía directa producida por la precipitación neta. Para esta etapa, existen diversos métodos que pueden utilizarse y se ha seleccionado el Hidrograma Unitario SCS atendiendo a los datos disponibles.

c) **Tránsito de Avenidas:** el programa calcula cómo evoluciona un hidrograma a medida que discurre a lo largo de un cauce, o a través de un depósito o embalse y se utiliza el método Muskingum Kunge [6], ya descripto.

Por otro lado, el programa tiene 3 (tres) componentes estructurales [16]:

1) **Modelo de Cuenca**: se brinda la información al programa acerca de las distintas subcuencas y sus características. Estas características son los parámetros asociados a los modelos de pérdidas, transformación, caudal base y tránsito de avenidas.

2) **Modelo Meteorológico:** en este componente se asignan los pluviómetros. Los datos de cada pluviómetro son introducidos previamente en el Administrador de las Series de Tiempo.

3) **Especificaciones de Control:** en este componente se le indica al programa cuando debe empezar y terminar la simulación, así como el intervalo de tiempo.

4.2 Delimitación de cuencas

Se delimita de forma automática la cuenca entera del arroyo San Luis, utilizando la extensión *ArcHydro* para el programa *ArcMap 10.3.*

Para la delimitación de subcuencas en forma automática se requiere como dato de entrada un DEM, luego el programa define la dirección del flujo superficial en función de la máxima pendiente del terreno y una vez conocida la trayectoria que tomará el agua durante un evento cualquiera de precipitación, va determinando de forma automática las cuencas, por acumulación de celdas, es decir, el programa va registrando la cantidad de celdas del DEM que debido a las condiciones del terreno terminan drenando a un solo punto. Por lo tanto, es necesario que el usuario introduzca el número máximo de celdas que deben drenar a un mismo lugar y en función a eso el tamaño máximo para cada subcuenca.

En esta etapa del estudio se introdujo el umbral de 2 km^2, por tratarse de una cuenca principalmente urbana. Es así como de esta forma cada subcuenca resultante no tendrá una superficie mayor a la definida anteriormente.

Este método es bastante óptimo cuando se trabaja con cuencas de grandes extensiones, rurales, y poca cantidad de subcuencas, ya que se considera que el flujo de agua se traslada únicamente en función a la pendiente del terreno, por gravedad. Sin embargo, cuando se requiere modelar varias subcuencas urbanas este método deja de ser aceptable, ya que en las ciudades el agua se transporta por las calles, canales construidos y cunetas, cambiando las características fisiográficas de una subcuenca. Por ejemplo, el terraplén de una ruta puede cortar una subcuenca en dos, una calle con mucha pendiente puede trabajar como canal interceptando y conduciendo el flujo de agua produciéndose un trasvase de cuenca, el paseo central de una avenida importante puede separar el flujo de una subcuenca y conducir a lugares diferentes, un muro de poca altura puede desviar

la dirección del agua, etc.

Cuando las obras de micro drenaje (alcantarillas, cunetas, sumideros, canales pequeños, etc.) se encuentran colmatadas el agua no se introduce al sistema y continúa viajando hasta encontrar un trayecto libre hacia algún arroyo cercano, que no siempre es la dirección de la máxima pendiente del terreno. En casos como estos se requiere el relevamiento en campo durante un día de lluvia, para corroborar que el camino supuesto para el flujo superficial del agua es correcto.

Por lo expuesto, las cuencas fueron ajustadas manualmente de acuerdo con las obras existentes que pueden alterar el flujo del agua, y orientadas a la captación de las obras a dimensionar posteriormente.

En la Figura 20 se observan las subcuencas delimitadas.

El primer paso en la metodología manual de delimitación de las subcuencas consiste en superponer las curvas de nivel generadas sobre el DEM e identificar el cauce principal del arroyo, junto con la dirección del flujo de agua.

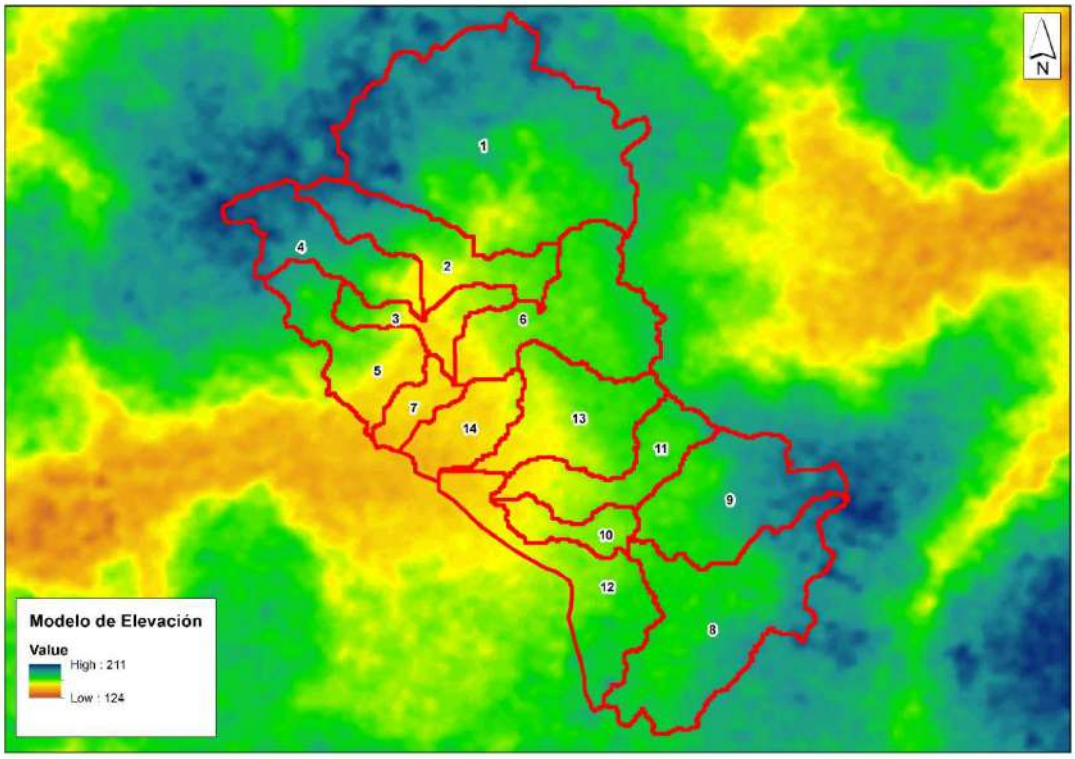


Figura 20: Subcuencas de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

Como se mencionó antes, se deben considerar las obras hechas por el hombre para delimitar las subcuencas. Es por eso por lo que en el presente Proyecto Final de Grado también se trabajó con el catastro urbano e imágenes satelitales georreferenciadas actuales bajadas de Google Earth. En las figuras siguientes se observan las subcuencas en contraste a imágenes satelitales, en donde se nota la delimitación alcanzada. Asimismo, se observa la numeración utilizada para referencia de aquí en adelante.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, finalmente se delimitaron 14 subcuencas, para su posterior modelación hidrológica.

Las superficies de las subcuencas se encuentran en el mismo orden de magnitud, sumando en total 789,9 hectáreas. Las superficies de cada una se detallan en los anexos.

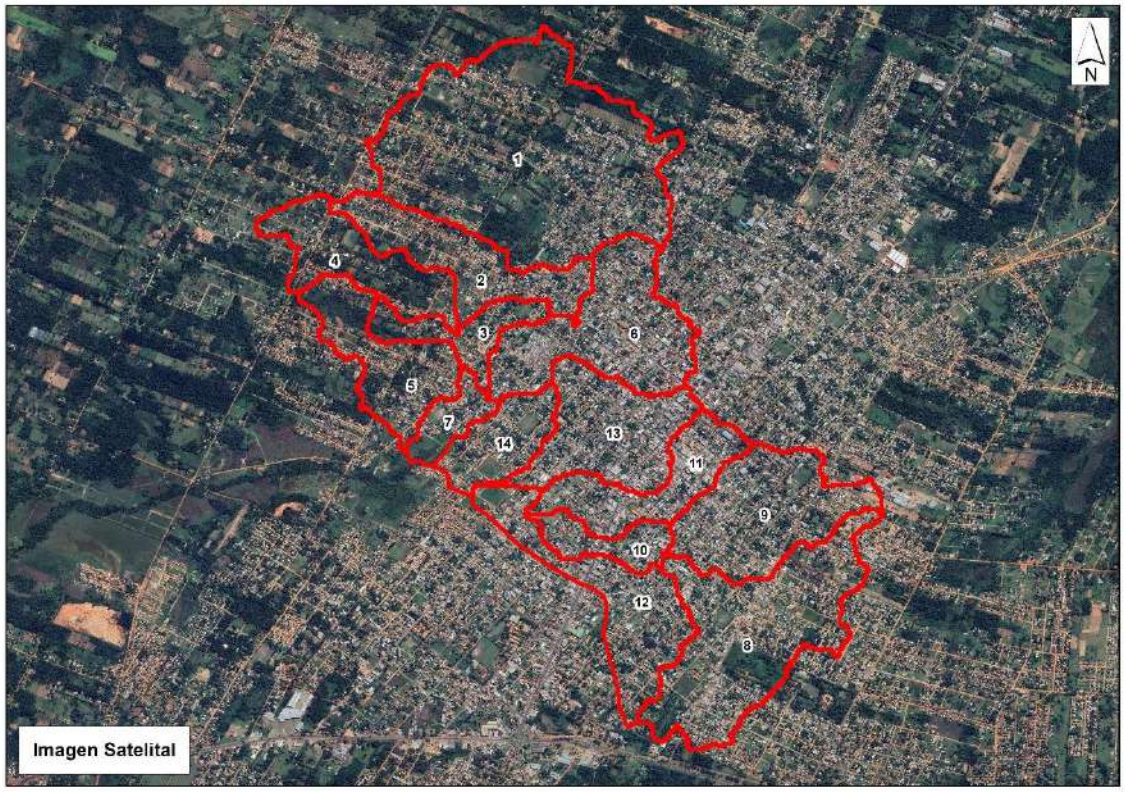


Figura 21 Ejemplo de subcuenca sobre imagen satelital.

Fuente: Elaboración propia.

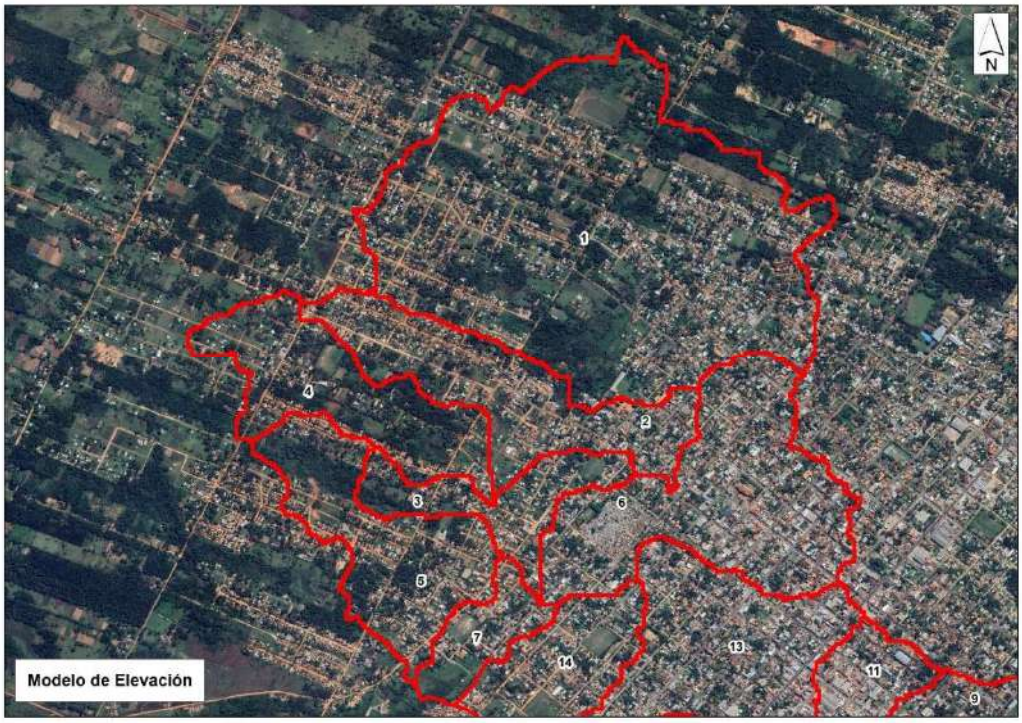


Figura 22. Zoom in a subcuencas delimitadas. (1)

Fuente: Elaboración propia.

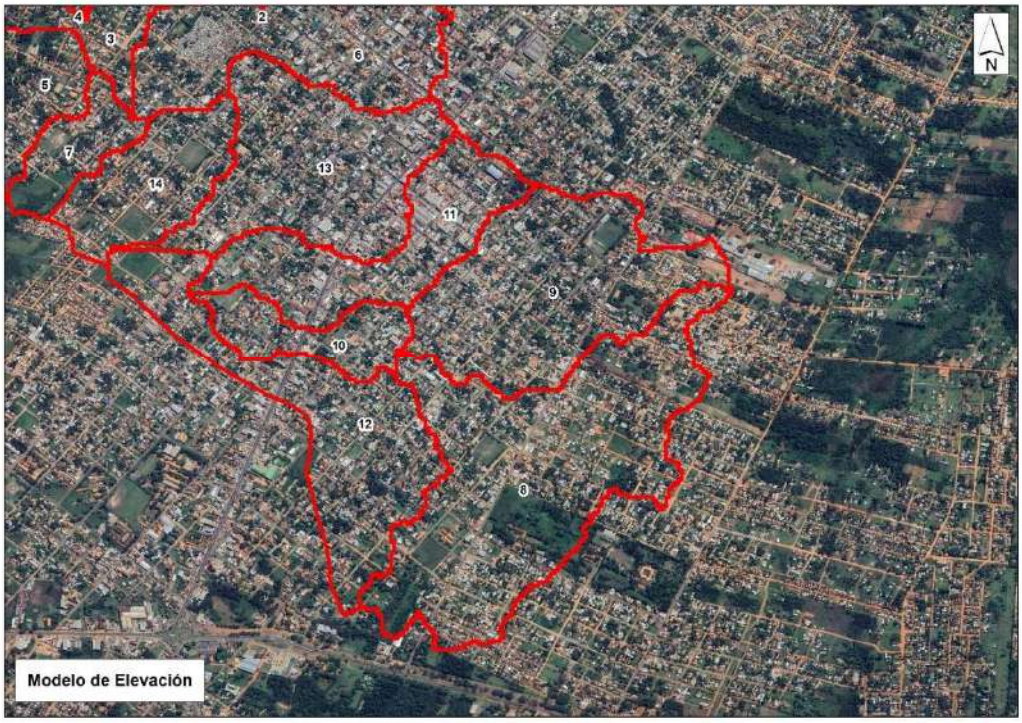


Figura 23 Zoom in a subcuencas delimitadas. (2)

Fuente: Elaboración propia.

4.3 Tipo y uso de suelo

La metodología para la obtención del CN para cada cuenca se realiza mediante operaciones de SIG, de la siguiente manera:

- Clasificación del uso de suelo de la cuenca
- Obtención del mapa de Tipo de Suelos. Se utiliza el mapa taxonómico de suelos desarrollado en el marco del *Proyecto de Racionalización y Uso de la Tierra* (PRUT) de la Región Oriental. Se asignan los grupos hidrológicos de suelo en función de los atributos de este mapa.
- Se cruzan los mapas de Uso del Suelo y Tipo de Suelos. Con esto se tiene el valor de CN para cada polígono interior. Se realiza un promedio ponderado por áreas para obtener el CN promedio de la cuenca.

Para ello a través de la interfaz de ArcGIS, se realizó una clasificación supervisada del uso del suelo, a partir de imágenes satelitales recientes. La clasificación que se

generó se observa en la Figura 24. Igualmente, en la Tabla 2, se detallan los porcentajes correspondientes de uso de suelo utilizado para cada subcuenca, equivalente a la Figura 25. Por último, en este aspecto, se resume la cobertura por uso de suelo de la macrocuenca en la Figura 26. Se utilizaron solo algunas coberturas de Uso de Suelo debido a que son estos lo que se observó en mayor porcentaje. Los Usos de Suelo no representados en la tabla abarcan un área muy pequeña, que no afectará el resultado final.

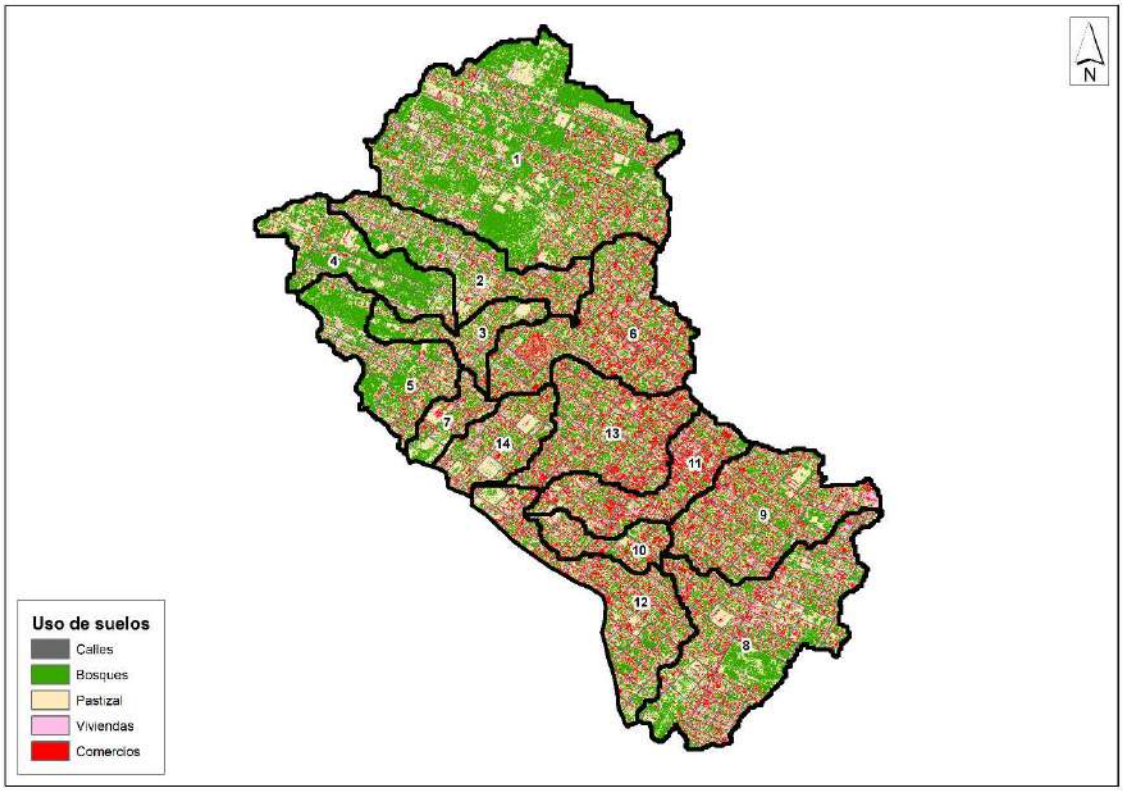


Figura 24 Mapa de uso de suelos de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2. Porcentajes de uso de suelo en las subcuencas

N° Cuenca	Árboles	Pastizal	Viviendas	Área comercial	Asfalto
1	49.96%	28.25%	6.66%	7.87%	7.27%
2	38.57%	28.01%	12.56%	11.63%	9.24%
3	43.16%	30.12%	8.95%	10.46%	7.30%
4	56.54%	25.98%	6.19%	4.62%	6.67%
5	49.43%	25.05%	9.75%	8.23%	7.54%
6	27.86%	26.19%	13.71%	22.97%	9.28%
7	33.70%	33.56%	10.29%	12.83%	9.62%
8	33.12%	28.76%	12.94%	15.28%	9.89%
9	29.75%	27.01%	14.24%	19.76%	9.24%
10	26.14%	28.98%	12.43%	22.13%	10.33%
11	22.78%	25.13%	15.06%	27.03%	10.00%
12	29.92%	29.27%	12.41%	18.88%	9.52%
13	27.10%	24.89%	13.87%	24.26%	9.88%
14	29.43%	33.07%	12.39%	15.44%	9.68%

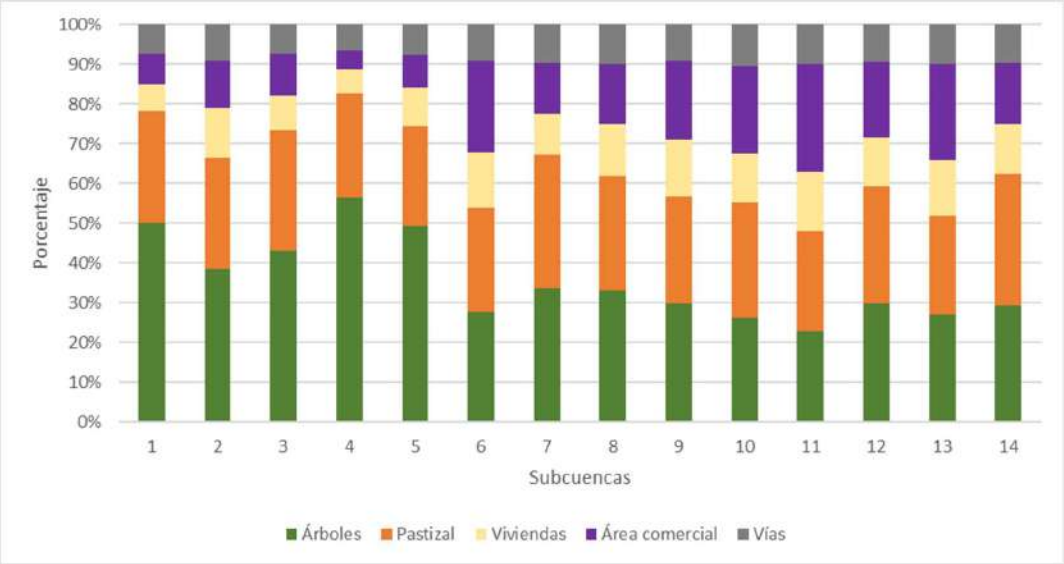


Figura 25 Cobertura de uso de suelo por subcuenca.

Fuente: Elaboración propia.

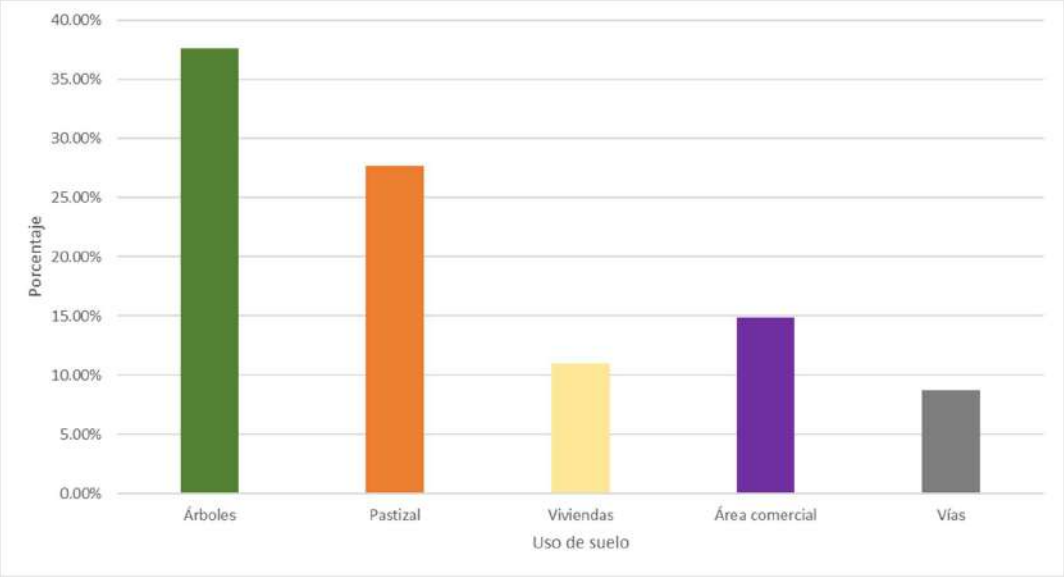


Figura 26 Cobertura de uso de suelo del área de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

Por su parte, como fue mencionado, se utilizó el mapa taxonómico del PRUT y se asignaron los Grupos Hidrológicos correspondientes. El resultado se observa en la Figura 27, en contraste a las subcuencas del proyecto. Los suelos en la zona se

encuentran entre los Grupos B y D.

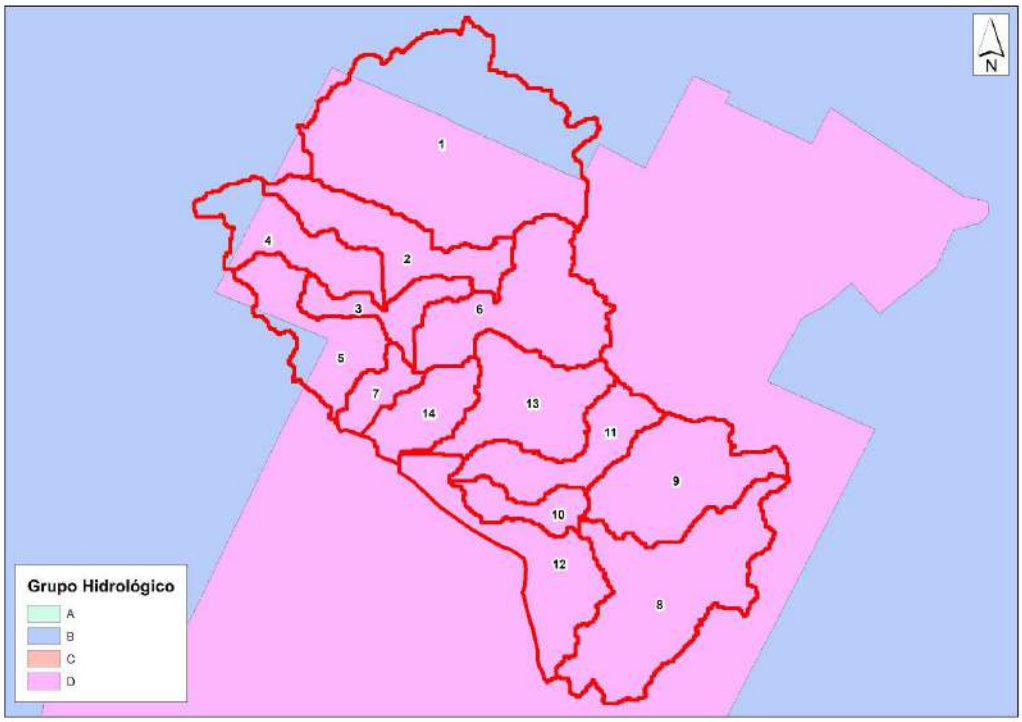


Figura 27 Grupos Hidrológicos en el área de estudio.

Fuente: Elaboración propia a partir de datos del PRUT.

A través de esta clasificación, y de cálculos de ponderación se calculó el número de curva de cada cuenca.

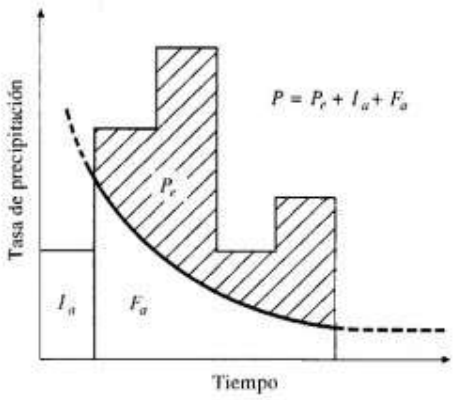
4.4 Cálculo de la infiltración y escurrimiento

La expresión escurrimiento superficial suele referirse al volumen de las precipitaciones que caen sobre una cuenca, menos la retención superficial y la infiltración. El escurrimiento superficial o directo es función de la intensidad de la precipitación y de la permeabilidad de la superficie del suelo, de la duración de la precipitación, del tipo de vegetación, de la extensión de la cuenca hidrográfica considerada, de la profundidad del nivel freático y de la pendiente de la superficie del suelo.

El Soil Conservation Service en el año 1972, de los Estados Unidos, desarrolló un método para calcular las abstracciones o pérdidas de la precipitación de una

tormenta. Se conoce como abstracciones o pérdidas a la diferencia que existe entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación. El exceso de precipitación, o precipitación efectiva, es la precipitación que no se retiene en la superficie del suelo y que tampoco se infiltra en el suelo. Este método fue adoptado para este proyecto.

Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa Pe es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional de agua retenida en la cuenca Fa, es menor o igual a alguna retención potencial máxima S (Figura 28). Existe una cierta cantidad de precipitación Ia (abstracción inicial) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es P-Ia.



Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS: I_a = abstracción inicial, P_e = exceso de precipitación, F_a = abstracción continuada, P = precipitación total.

Figura 28 Esquema de variables en el método del SCS.

Fuente: Chow, 1994. [1]

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir;

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \qquad \text{Ecuación 44}$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a$$ Ecuación 45

Combinando estas dos ecuaciones, y resolviendo para Pe se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$ Ecuación 46

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta del método del SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica:

$$I_a = 0.2S$$ Ecuación 47

Con base en esto:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$ Ecuación 48

Al representar en graficas la información de P y Pe, para muchas cuencas, el SCS encontró curvas como se ven en la Figura 29. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que 0<CN<100. Para superficies impermeables CN=100; para superficies naturales CN<100.

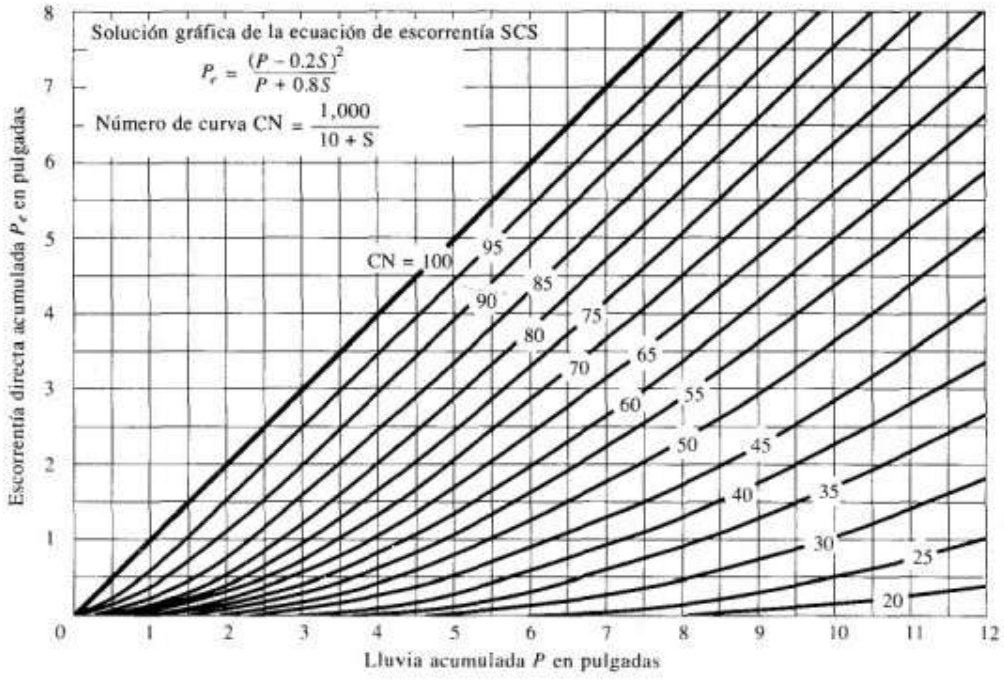


Figura 29 Relación de P y Pe en cuencas analizadas.

Fuente: Soil Conservation Service. [8]

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$ Ecuación 49

Donde S está en pulgadas.

Los números de curva que se muestran en la Figura 29 se aplican para condiciones generales de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$ Ecuación 50

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$ Ecuación 51

Tabla 3: Clasificación de clases de antecedentes de humedad.

Fuente: Soil Conservation Service [4]

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

En la Tabla 3 se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad de cada clase. Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra para estos tipos de suelos se dan en la Figura 30. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada[1]:	sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
	con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales:	condiciones pobres	68	79	86	89
	condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques:	troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
	cubierta buena[2]	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.					
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más		39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%		49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)		81	88	91	93
Residencial[3]:					
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable[4]				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.[5]		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
Pavimentados con cunetas y alcantarillados[5]		98	98	98	98
grava		76	85	89	91
tierra		72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9
2 Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.
3 Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.
4 Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.
5 En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

Figura 30 Valores de referencia de CN.

Fuente: Soil Conservation Service. [8]

Finalmente, los valores utilizados para el CN, en base a la bibliografía se resume en la Tabla 4, para los grupos hidrológicos dentro del área de estudio.

Tabla 4. Valores adoptados de CN

Uso de Suelo	B	D
	CN (II)	CN (II)
Pastizales	79	89
Bosques	66	83
Zonas comerciales	92	95
Zonas Residenciales lotes <1000 m²	75	87
Vías	98	98

Una vez definidos los usos de suelo y tipos de suelo, se procedió al cruce espacial de ambos mapas mediante el uso de técnicas de geoprocesamiento con el fin de determinar un valor de CN resultante que sea equivalente para cada subcuenca. El cálculo para el CN ponderado para cada subcuenca se obtiene de la siguiente relación:

$$CNponderado = \frac{\sum(CN \times Área)}{\sum Área}$$ Ecuación 52

En base a la ecuación, se obtienen los valores de CN que se muestran en la Figura 31 en forma visual. Estos se utilizan para el cálculo hidrológico en el HEC-HMS.

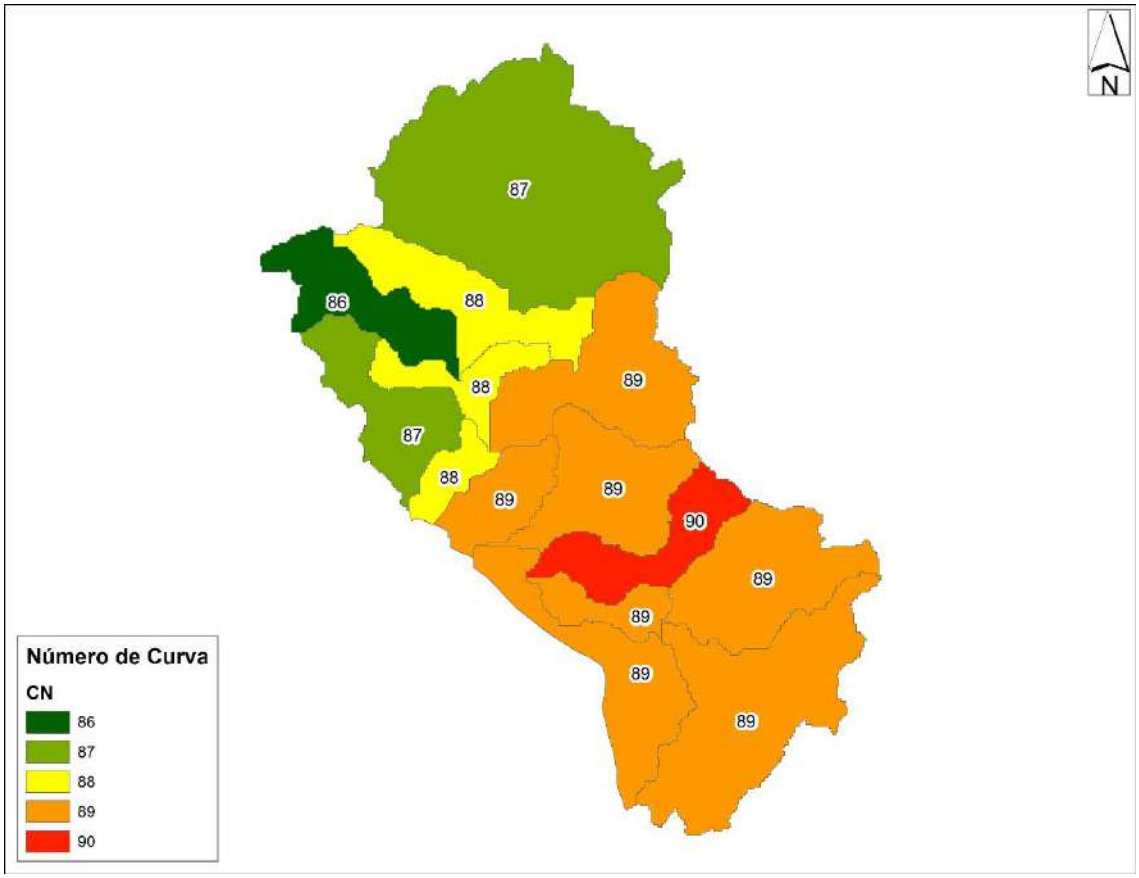


Figura 31 Valores de CN ponderados para cada subcuenca.

Fuente: Elaboración propia.

4.5 Discretización y modelo conceptual

Teniendo definidas las cuencas de estudio, se procedió a generar el modelo de cuencas para cada una de ellas, primeramente, por las características propias de un Modelo Hidrológico Semi distribuido, es imprescindible subdividir el área de proyecto en unidades más pequeñas llamadas subcuencas, generadas de acuerdo a la red de drenaje y la topografía y a las cuales se le asignarán características particulares de acuerdo al tipo de suelo, uso de suelo, precipitación media, etc. Este proceso se realiza para cada una de las cuencas aportantes. Una vez definido el sistema de drenaje de las cuencas de estudio, es posible crear el modelo conceptual en el HEC-HMS. En el modelo conceptual se indican los elementos por los cuales estará compuesto el sistema:

- Subcuenca: representa a cada unidad de subcuenca en donde uno ingresa los parámetros asociados al modelo de pérdidas, transformación y caudal base.
- Junction: representa a los nodos del sistema real y son utilizados para sumar los hidrogramas generados en dos subcuencas.
- Reach: representa el tramo de un cauce en donde se introducirán los parámetros asociados al modelo de tránsito de hidrogramas. Este elemento une dos nodos consecutivos. Este proceso se realizó para cada una de las cuencas aportantes, cuyos resultados se detallan a continuación.

En la Figura 32, se observa la interfaz del software utilizado y el modelo conceptual generado, siendo lo último mejor observado en la Figura 33.

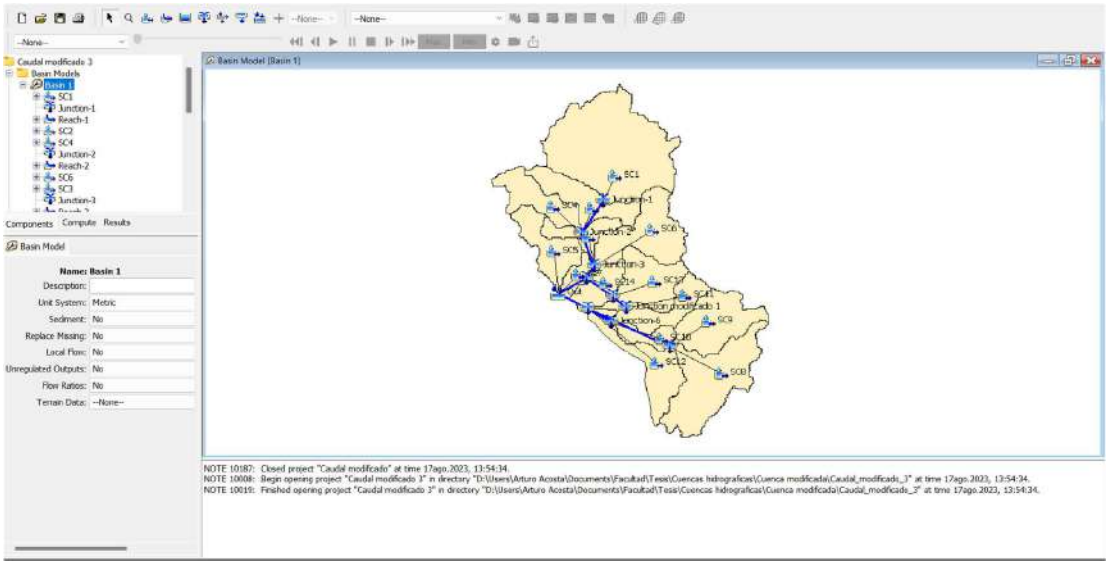


Figura 32 Modelo HEC-HMS y modelo conceptual desarrollado.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 33 Esquema del modelo conceptual en HEC-HMS.

Fuente: Elaboración propia.

4.6 Tiempo de Concentración

La duración del evento de precipitación se debe seleccionar en base al tiempo de concentración (Tc) de la cuenca.

El tiempo de concentración de una cuenca se encuentra en función de la pendiente media, la longitud del cauce, la forma de la cuenca, la cobertura del suelo y en menor escala de otros parámetros fisiográficos. Para calcular el tiempo de concentración, entre los métodos mostrados previamente, se utilizó la fórmula del DNOS (Departamento Nacional de Obras e Saneamiento, Brasil), expresada a continuación.

$$Tc = \frac{10}{K}\frac{A^{0.3}\ L^{0.2}}{I^{0.4}}$$ Ecuación 53

En la Tabla 5, se presenta el cálculo para el tiempo de concentración de la cuenca.

Tabla 5: Cálculo del Tiempo de Concentración (DNOS).

Cuenca	Longitud (m)	Área (Ha)	Pendiente (%)	K adoptado	Tc (min)
A° San Luis	3147	789.9	1.53	3	**104**

Con estos parámetros, se tiene un Tc igual a 104 minutos o 1,7 horas. Se selecciona así un tiempo de 2.0 horas para la lluvia de diseño a utilizar en la modelación.

4.7 Precipitación y tiempo de retorno

Para realizar la simulación hidrológica en HEC-HMS, primeramente, se define la tormenta de diseño como un patrón de precipitación para la utilización en el diseño de un sistema hidrológico. Lo que conforma la entrada al sistema, y a través de este los caudales se calculan utilizando los procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales.

Para generar una precipitación, se utilizó una curva IDF o de Intensidad-Duración-Frecuencia que es una relación matemática, generalmente empírica, entre la intensidad de una precipitación en mm/h, su duración en minutos y la frecuencia en años con la que se observa.

La expresión más utilizada para calcular la intensidad de una precipitación responde a una fórmula expresada de la siguiente forma:

$$I = \frac{c\ TR^{n}}{(Tc + d)^{m}}$$ Ecuación 54

En donde

- I es la intensidad (mm/h),
- TR el tiempo de retorno en años,
- Tc es el tiempo de concentración en minutos y finalmente
- c, n, d, m son constantes que dependen de las condiciones climáticas de cada lugar geográfico.

Otro parámetro fundamental para simular un modelo hidrológico-hidráulico es el tiempo de retorno. En varias áreas de la ingeniería, el tiempo de retorno (TR) es el tiempo esperado o tiempo medio entre dos sucesos de baja probabilidad. Por ejemplo, en ingeniería hidráulica es el tiempo medio entre dos avenidas con caudales iguales o superiores a uno determinado. En hidrología se refiere al número promedio de años luego de los cuales una determinada lluvia se repite. Se define como la inversa de la probabilidad de ocurrencia de dicho evento.

En otras palabras, una precipitación TR=5 años tiene una probabilidad de ocurrencia anual del 20%, o sea, al menos una vez en cinco años seguidos.

Al seleccionar un TR se selecciona un nivel de riesgo que es el que la sociedad está dispuesta a asumir. A mayor TR, mayor costo de obras, pero más nivel de seguridad. Generalmente en Drenaje Urbano se utilizan TR entre 5 y 25 años, pero para puentes y otras obras importantes, hasta TR 100 años.

Para el presente Proyecto Final de Grado se analizaron precipitaciones correspondientes a TR igual a 10 años, con una probabilidad de ocurrencia anual de 10%.

Se calculan los caudales de diseño con un tiempo de retorno de 10 años.

En la Figura 34, se muestran los polígonos de Thiessen, en donde se puede ver que, de acuerdo con su ubicación, la cuenca se encuentra afectada por la curva IDF de Villarrica.

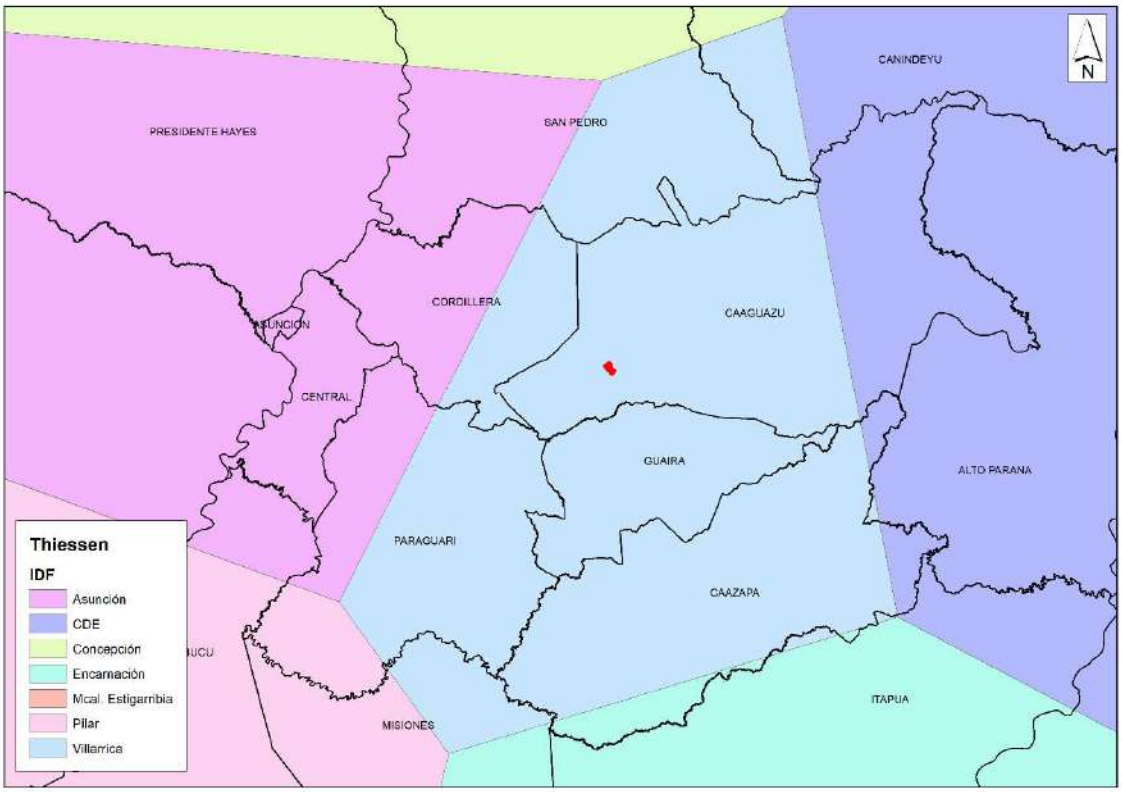


Figura 34 Polígono de Thiessen IDF para la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Debido a la cercanía geográfica y a similitud climática de la zona de estudio y la ciudad de Villarrica, se opta por utilizar la curva IDF de dicha ciudad. Para la simulación se toma los valores de intensidades mayores, y son calculados con la curva IDF, lo que se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6: Parámetros para la Curva IDF de Villarrica.

Fuente: Cuevas-Rolón (2009).

Parámetros	Villarrica
c	902.31
n	0.18139
m	0.72055
d	5

Por lo tanto, la expresión anterior se reduce a la siguiente fórmula:

$$I = \frac{902.31\ Tr^{0.18139}}{(tc + 5)^{0.72055}}$$ Ecuación 55

4.8 Hietograma de diseño

Pero para simular se necesita un hietograma que represente el volumen de precipitación en mm, en el tiempo, se multiplica el valor de la intensidad de la lluvia por el intervalo en el que se supone constante la lluvia, en este caso de 5 minutos. Para realizar la distribución temporal de la precipitación se utiliza el método de los bloques alternos descripto a continuación. El hietograma elaborado especifica la lámina de precipitación que ocurre en 25 intervalos de tiempo sucesivos de duración igual a 5 minutos en una duración total de 120 minutos. Cada intervalo i es producto de la intensidad i por 5 minutos, igual a la duración de cada intervalo.

Como la tormenta no se produce de mayor a menor, ya que comienzan con poca intensidad, aumentan en el tiempo medio y disminuyen en el final, los hietogramas obtenidos a partir de las curvas se reordenan en una secuencia temporal para que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida y que los demás bloques se queden descendente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

El hietograma resultante a ser utilizado es mostrado en la Figura 35. En los anexos, se muestra en forma tabular antes de ser reordenados de forma alternada. También, se muestra el hietograma ingresado al HEC-HMS como datos de series de tiempo, previo a la corrida de simulación (Figura 36). El periodo posterior a la lluvia se ingresa para permitir al hidrograma resultante de la cuenca la descarga completa y no subestimar el volumen total.

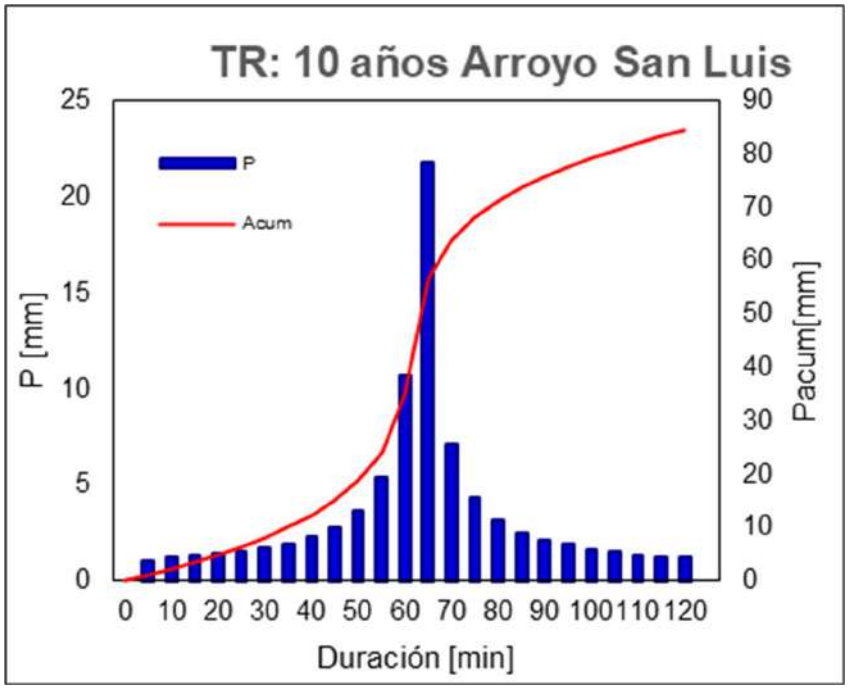


Figura 35 Hietograma de Diseño – TR10.

Fuente: Elaboración propia.

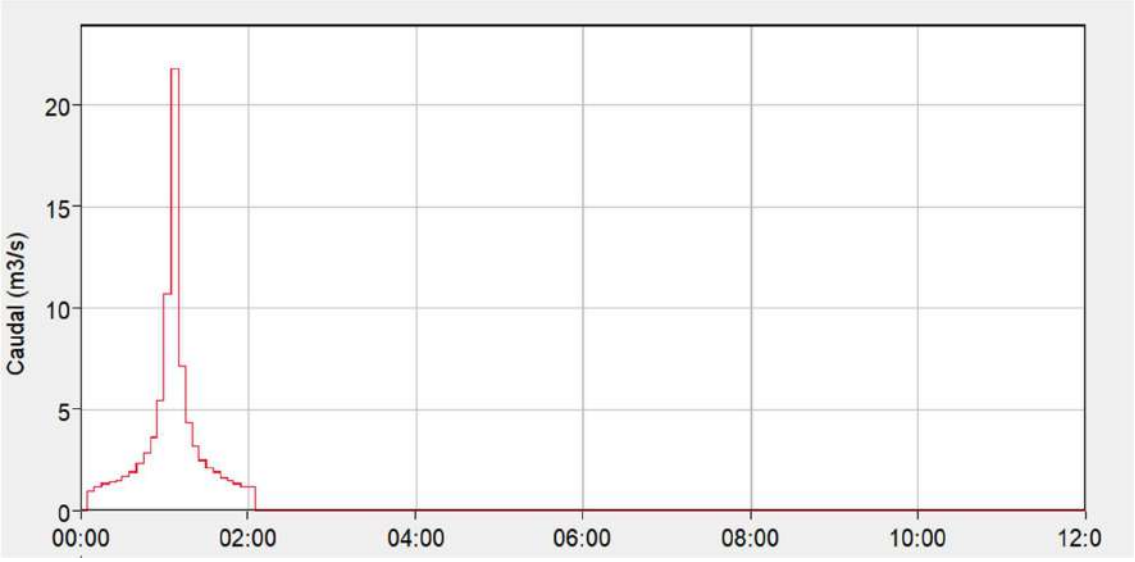


Figura 36 Hietograma insertado en el HEC-HMS.

Fuente: Elaboración propia.

4.9 Cálculo de caudales

En el presente apartado se detallan los resultados de la corrida de simulación, de acuerdo con los parámetros calculados y los métodos seleccionados.

En la Tabla 7, se muestran los principales valores calculados para cada elemento del sistema simulado. Se observa que la salida final de la cuenca, delimitado por el área de estudio es de 52 m^3/s. El caudal máximo calculado para cada subcuenca se muestra igualmente en los anexos, así como los hidrogramas de cada una.

Tabla 7. Resultados de la simulación en los elementos del modelo.

Elemento	Área de drenaje (km2)	Caudal pico (m3/s)	Tiempo de pico	Volumen (mm)
SC1	1,8	8,9	01:40	22,38
Junction-1	1,8	8,9	01:40	22,38
Reach-1	1,8	8,8	01:40	22,38
SC2	0,5	3,2	01:25	27,61
SC4	0,4	2,9	01:25	18,02
Junction-2	2,7	13,3	01:40	22,63
Reach-2	2,7	13,3	01:40	22,64
SC6	0,7	6,6	01:45	33,88
SC3	0,2	1,6	01:20	26,40
Junction-3	3,7	21,1	01:45	25,04
Reach-3	3,7	21,1	01:45	25,05
SC11	0,4	5,1	01:35	38,02
Junction-4	0,4	5,1	01:35	38,02
Reach-7	0,4	5,1	01:35	38,04
SC13	0,6	5,5	01:40	34,33
Junction-7	1,0	10,4	01:40	35,86
Reach-4	1,0	10,4	01:40	35,87
SC14	0,3	2,7	01:35	32,50
Junction-8	4,9	33,7	01:45	27,59
Cauce principal 1	4,9	33,7	01:45	27,61
SC10	0,2	2,0	01:30	34,33
Junction-6	0,2	2,0	01:30	34,33
SC8	1,0	7,2	02:00	31,82
SC9	0,7	6,0	01:40	32,89
Junction-9	1,7	12,1	01:50	32,24
Reach-8	1,7	12,1	02:00	32,30
Reach-5	0,2	2,0	01:35	34,35
SC12	0,5	4,8	01:45	32,89
Junction-5	2,4	17,5	01:55	32,59
Cauce principal 2	2,4	17,5	01:55	32,59
SC7	0,1	1,1	01:25	28,98
SC5	0,4	3,0	01:25	22,29
Out	7,9	51,9	01:45	28,83

Sin embargo, para los hidrogramas de diseño, se utilizan descargas puntuales del sistema de acuerdo con el inicio de las obras a proponer y las zonas de captación. Así, se extraen los hidrogramas de salida del Cauce Principal 1 y el Cauce Principal

2, correspondientes a los aportes norte y este del sistema, respectivamente. Los hidrogramas se muestran en las figuras siguientes.

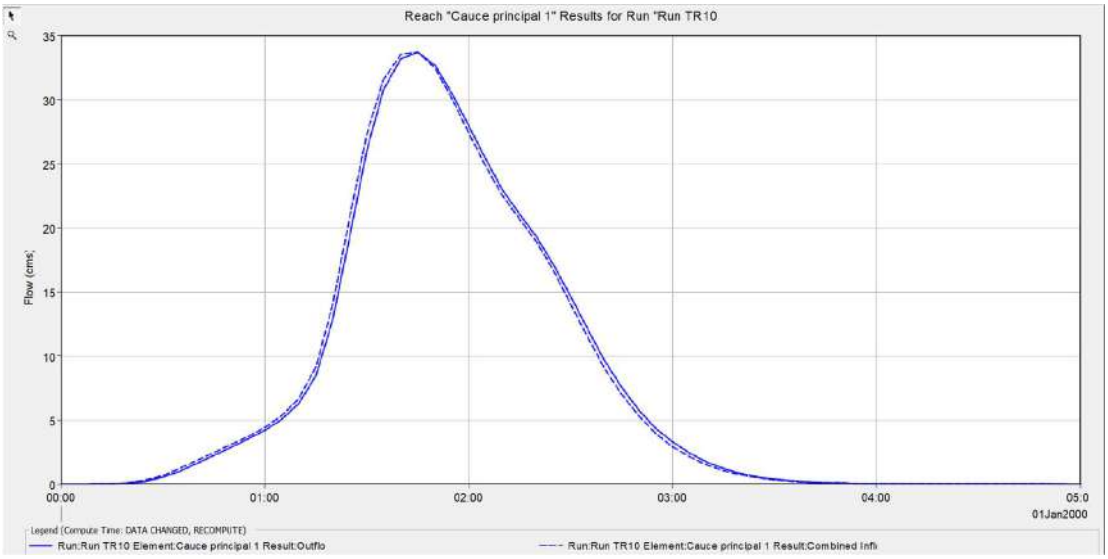


Figura 37 Hidrograma de salida – Aporte Norte.

Fuente: Elaboración propia.

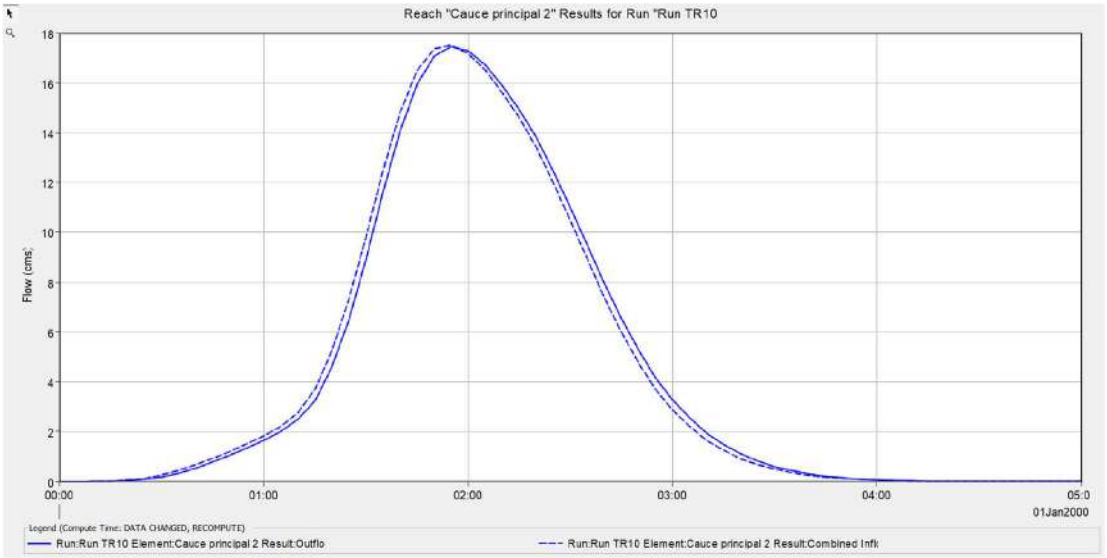


Figura 38 Hidrograma de salida – Aporte Este.

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 7, se destacan los valores correspondientes a estos elementos. Así, el caudal pico de los hidrogramas a utilizar, de acuerdo con la zona de aporte es:

- Aporte norte: **33.7 m^3/s**
- Aporte este: **17.5 m^3/s**

5 CAPÍTULO V
DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS

Como fue mencionado, se dimensionan primeramente alcantarillas enterradas a ser implantadas en las calles de acuerdo con los aportes dados. Estas obras descargarán en el tramo canalizado del arroyo, a ser verificado en el HEC-RAS. Primeramente, para el dimensionamiento de las alcantarillas, se utiliza el modelo EPA-SWMM.

En el presente capítulo, se describen las particularidades principales del modelo para luego realizar la verificación y dimensionamiento.

Se utilizan datos de los relevamientos realizados para la determinación de la pendiente constructiva y tapada, así como los caudales calculados en el capítulo previo.

5.1 Modelo SWMM

El modelo de gestión de aguas pluviales EPA SWMM (*Storm Water Management Model*) de la Agencia de Protección del Medioambiente de los Estados Unidos (*US EPA, U.S. Environmental Protection Agency*), es un modelo numérico que permite simular el comportamiento hidrológico e hidráulico de un sistema de drenaje urbano, tanto en términos de cantidad de agua como en la calidad de la misma. Este modelo lleva más de cuarenta años de uso en los Estados Unidos y se ha difundido por todo el mundo, siendo una herramienta de cálculo reconocida a nivel mundial.

El programa EPA SWMM es un modelo desarrollado principalmente para el estudio, diseño y análisis de sistemas de drenaje urbanos. Este programa simula la formación de escorrentía y cargas contaminantes sobre subcuencas. Luego, estos flujos son transportados a través de la red de drenaje del medio urbano en estudio.

SWMM considera el sistema de drenaje como una colección de elementos y flujos diversos (objetos) dentro de módulos o capas. Cada una de estas capas representa en forma general diversos procesos hidrológicos o hidráulicos tal como la precipitación o el flujo de aguas pluviales a través de alcantarillas. La siguiente

figura muestra el esquema del modelo conceptual de sistema de drenaje que utiliza SWMM.

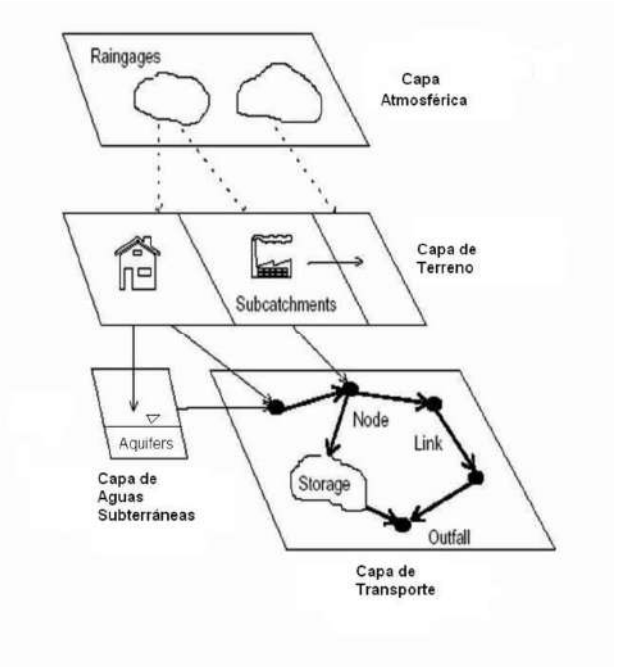


Figura 39 Modelo conceptual del sistema de drenaje urbano.

En el esquema de Figura 39 la capa inicial es la Atmosférica, en la cual se genera la precipitación que cae sobre la capa de Terreno. Este proceso de precipitación es representado en SWMM mediante objetos tipo *Rain Gage* (pluviómetro).

Siguiendo el proceso hidrológico, la capa de Terreno recibe la precipitación proveniente de la capa Atmosférica en forma de lluvia o nieve. En este módulo de Terreno se producen dos procesos hidrológicos: las pérdidas de precipitación, y la escorrentía superficial. Dentro del primer proceso, que considera los fenómenos de infiltración, almacenamiento en depresiones, intercepción, y humidificación superficial, una parte del volumen precipitado se mantiene dentro del módulo de Terreno, y otra fracción se envía como flujo hacia el módulo de Aguas Subterráneas. En el segundo proceso (escorrentía superficial), se envía flujo y cargas contaminantes hacia la capa de Transporte. Ambos procesos son representados en la capa de Terreno mediante objetos tipo *Subcatchment* (área captadora o subcuenca). Este proceso no se realiza en el presente Proyecto Final

de Grado, ya que los caudales fueron calculados con el modelo HEC-HMS, por lo que, estos valores calculados, son ingresados de forma puntual al sistema.

El módulo de Aguas Subterráneas recibe la infiltración proveniente del módulo Terreno y transfiere una parte hacia la capa de Transporte. Esta capa de Aguas Subterráneas es modelada mediante objetos tipo *Aquifer* (Acuífero). Por otro lado, la capa de Transporte es la que representa a la red de drenaje en sí misma, la cual puede estar compuesta de secciones de cauce natural, conductos, bombas, reguladores de flujo, así como por elementos de almacenamiento (depósitos de retención), siendo todos ellos los que transfieren el flujo y la carga contaminante hacia los puntos de salida de la red o hacia plantas depuradoras. Los flujos de entrada para este módulo pueden venir de la escorrentía superficial (módulo de Terreno), del flujo interno del módulo de Aguas Subterráneas, de flujos de aguas residuales, o de hidrogramas de entrada definidos por el usuario. Los elementos de la capa de Transporte son representados por EPA SWMM como objetos tipo *Node* (nodo) y *Link* (conducto).

5.1.1 Métodos de cálculo

SWMM resuelve las ecuaciones de la conservación de la masa y momento que gobiernan el flujo no permanente de agua a través de una red de drenaje de canales y tuberías. Estas ecuaciones, conocidas como las ecuaciones de Saint Venant, se pueden expresar de la siguiente forma para el flujo a lo largo de un conducto individual:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \qquad \text{Continuidad} \qquad \text{Ecuación 56}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} + gA\frac{\partial H}{\partial x} + gA + \ gAh_L = 0 \qquad \text{Momento} \qquad \text{Ecuación 57}$$

Donde

- x es la distancia a lo largo del conducto,
- t es el tiempo,
- A es el área de la sección transversal,

- Q es la tasa de flujo,
- H es la carga hidráulica de agua en el conducto,
- S_f es la pendiente de fricción (pérdida de carga por unidad de longitud),
- h_L es la pérdida de energía local por unidad de longitud de conducto, y
- g es la aceleración de la gravedad.

Para una sección transversal de conocida geometría, el área A es una función de la profundidad y que a su vez puede ser obtenida a partir de la carga hidráulica H. Así, las variables dependientes en estas ecuaciones son el caudal Q y la carga H, que son funciones de la distancia x y el tiempo t.

La pendiente de pérdida de carga S_f puede ser expresada en términos de la fórmula de Manning como:

$$S_f = \frac{n^2 V|V|}{k^2 R^{4/3}}$$ Ecuación 58

En donde

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning,
- V es la velocidad del flujo (equivalente a la tasa de flujo Q dividido por el área de la sección transversal A),
- R es el radio hidráulico de la sección transversal, y
- k = 1.49 para unidades imperiales y
- k = 1 para unidades métricas.

La pérdida de carga local hL se expresa como $\frac{KV^2}{2gL}$, en donde K es el coeficiente en la posición x y L es la longitud del conducto.

Para resolver la Ecuación 56 y la Ecuación 57 a través de un solo conducto, se necesita un conjunto de condiciones iniciales para H y Q en el tiempo 0, así como condiciones de contorno en x = 0 y x = L para todos los tiempos t.

Al analizar una red de conductos, se necesita una relación de continuidad adicional para los nodos de unión que conectan dos o más conductos juntos (ver Figura ***40***). En SWMM una superficie de agua continua se supone que existe entre la elevación

del agua en el nodo y en los conductos que entran y salen del nodo (con la excepción del salto en caída libre en caso de producirse). El cambio de la carga hidráulica H en el nodo con respecto al tiempo se puede expresar como:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{Astore + \sum As}$$ Ecuación 59

En donde Astore es el área de superficie del propio nodo, ΣAs es la superficie aportada por los conductos conectados al nodo, y ΣQ es el flujo de la red en el nodo (entrada menos salida) contribuido por todos los conductos conectados al nodo, así como cualquier entrada impuesta externamente. Se debe tener en cuenta que la profundidad de flujo en el extremo de un conducto conectado a un nodo puede ser calculado como la diferencia entre la carga en el nodo y la cota de fondo del conducto.

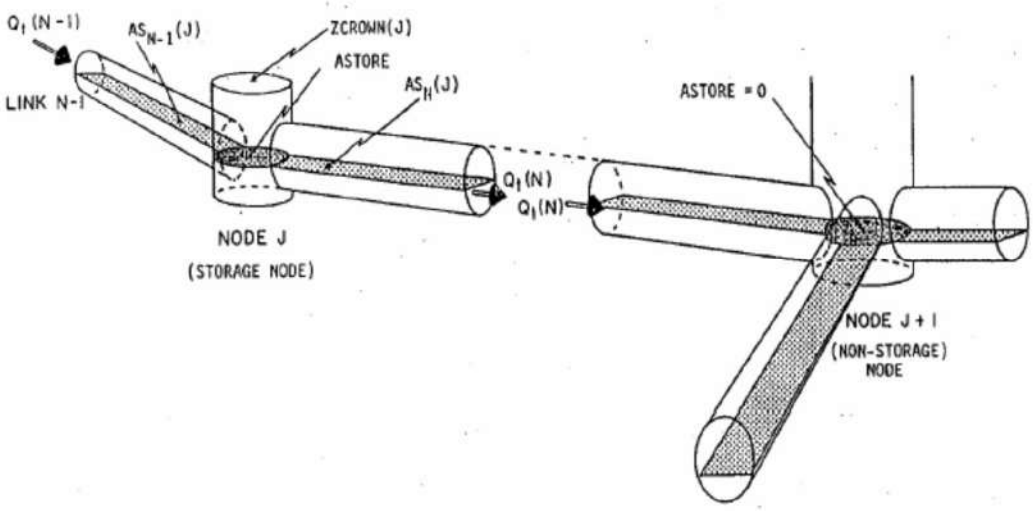


Figura 40 Representación conducto-nodo de un Sistema de Drenaje en SWMM.

Fuente: Roesner et al, 1992 [17]

Los conductos son segmentos que unen dos nodos de elevación en SWMM, los mismos representan a canales que pueden ser naturales, o bien, construidos, alcantarillas, cunetas, y cualquier otro elemento a través del cual el agua puede transportarse.

Para esta etapa del proceso del presente Proyecto Final de Grado, se consideró sólo alcantarillas para el dimensionamiento en el EPA SWMM, atendiendo que el modelo HEC-RAS ofrece mayores practicidades para la simulación de canalizaciones.

5.2 Sistema simulado

De acuerdo con los aportes definidos, se proponen dos líneas de alcantarillas, orientadas a captar y transitar los flujos aportantes de las calles Iturbe (aporte norte) y Jula M. C. de Estigarribia (aporte este).

En la Figura 41, se observan los elementos de este sistema: las alcantarillas y registros. La tapada mínima utilizada es de 60 cm, variando a partir de este valor para obtener una pendiente óptima.

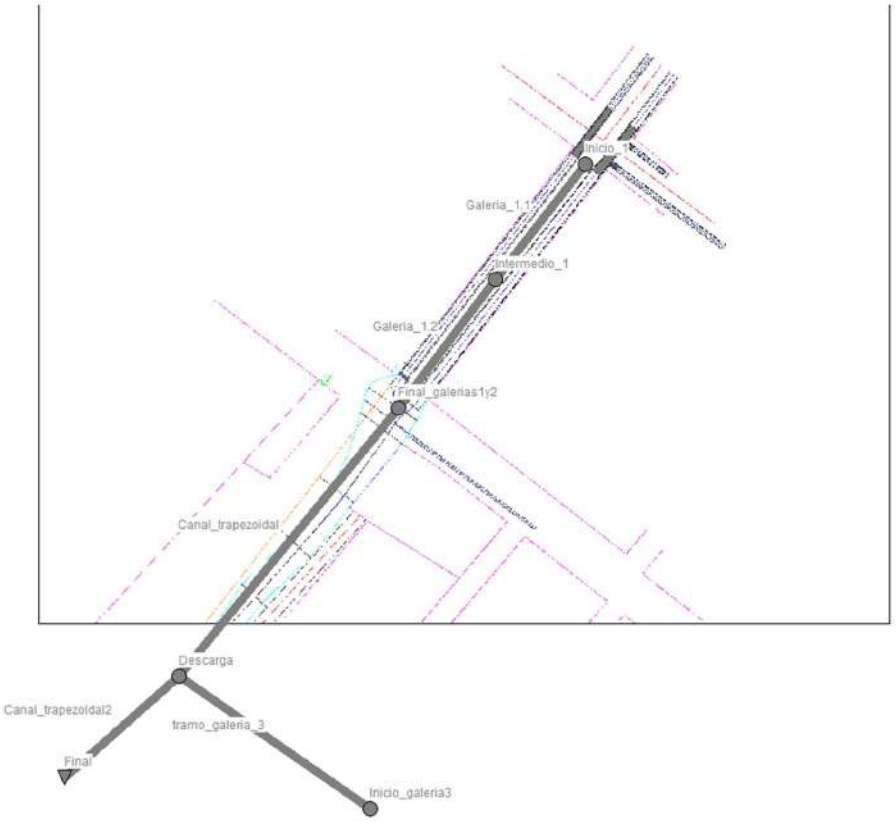


Figura 41 Esquema de modelación en EPA-SWMM.

Fuente: Elaboración propia.

5.3 Resultados del dimensionamiento

De acuerdo con los caudales calculados, se determinan las siguientes obras necesarias para el flujo afluente:

- Aporte Norte: **Doble alcantarilla celular doble de 2.00mx2.00m.**
- Aporte Este: **Alcantarilla celular simple de 2.50mx2.50m.**

Estas obras son capaces de captar todo el caudal afluente para un Tiempo de Retorno de 10 años hasta descargar al arroyo, como se observa en las figuras siguientes, representando el perfil hidrodinámico de cada línea de alcantarillas.

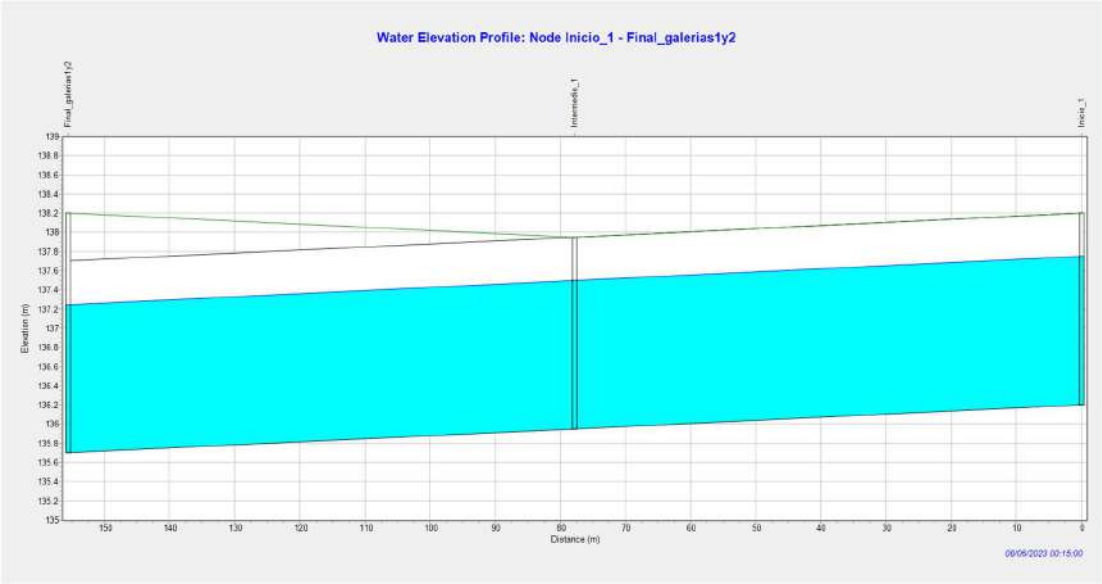


Figura 42 ACD 2x2.00mx2.00 – Aporte Norte, Calle Iturbe.

Fuente: Elaboración propia.

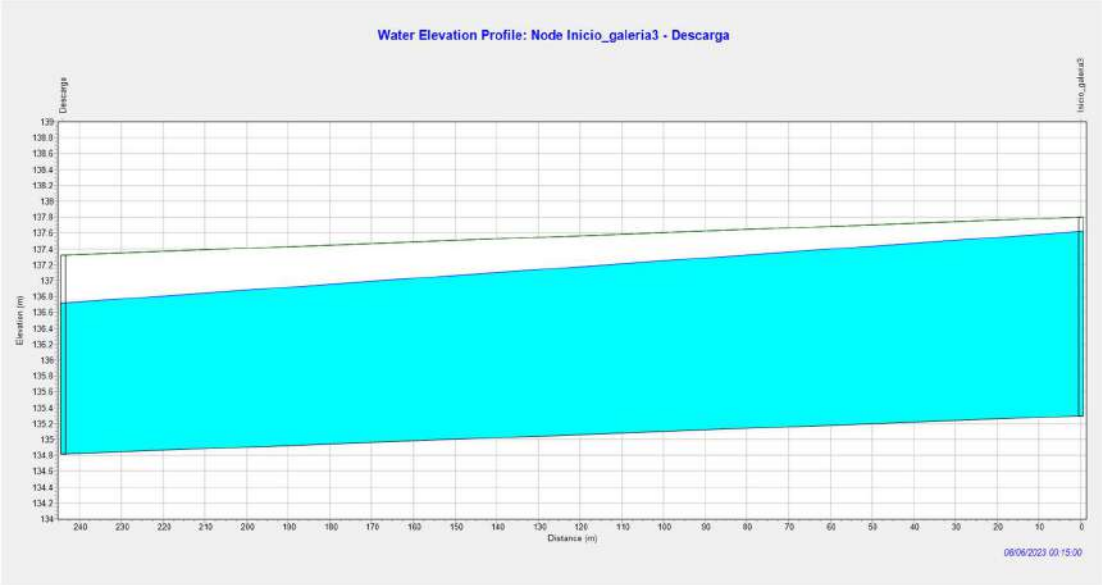


Figura 43 ACS 1x2.5mx2.5 – Aporte Este, Jula M. C. de Estigarribia.

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 8, se resumen los resultados hidráulicos del modelo SWMM. Con esto, se adoptan estas dimensiones para la propuesta final y se parte al tramo final de este Proyecto Final de Grado, correspondiente al tramo a canalizar. Se anexan las salidas completas del modelo.

Tabla 8. Resultados hidráulicos en alcantarillas propuestas

Eje	Link	Nodo Inicio	Nodo Fin	Longitud (m)	Cota de Fondo Inicio (m)	Cota de Fondo Fin (m)	delta H(m)	Pend. (%)	Coef. de Manning	Sección	Altura (m)	Ancho (m)	Cantidad	Caudal Diseño (m3/s)	Vel Max. (m/s)	Caudal Max. (m3/s)	Q Max/Q Diseño	Nivel Agua (m)
Aporte Norte	Galería_1.1	Inicio_1	Intermedio_1	77.8	136.2	135.95	0.25	0.32	0.0150	Rectangular	2.00	2.00	4	47.494	4.55	33.7	0.71	1.55
	Galería_1.2	Intermedio_1	Final_galerias1y2	77.8	135.95	135.7	0.25	0.32	0.0150	Rectangular	2.00	2.00	4	35.317	3.78	33.7	0.95	1.55
Aporte Este	Tramo_galeria_3	Inicio_galeria3	Descarga	244	135.3	134.82	0.48	0.19	0.0150	Rectangular	2.50	2.50	1	19.63	4.49	17.5	0.89	2.11

6 CAPÍTULO VI
MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS

Luego del cálculo de los caudales y dimensionamiento de las alcantarillas, se procede a preparar el modelo hidráulico para el dimensionamiento de tramo a canalizar del arroyo. Para el mismo se requieren de secciones transversales que representen la geometría del arroyo desde la descarga de las alcantarillas hasta la salida del sistema, siendo en total un tramo de 270 m, buscando canalizar el tramo próximo a zonas urbanas y descargar esto en una zona ya con menos riesgos. Además de los datos geométricos se introducen los caudales productos de la simulación hidrológica.

Además del canal, se propone un disipador de energía a la salida del mismo, de forma a disminuir los riesgos de erosión por los aumentos de velocidad del tramo canalizado.

En este capítulo se calculan los niveles del agua en el canal principal y se elabora un mapeo de las áreas inundables, utilizando el programa HEC RAS.

6.1 Implementación del modelo HEC RAS

Primeramente, se debe delimitar la geometría del arroyo. El único conjunto de datos esenciales requeridos para esto son los datos del terreno, obtenidos a partir del relevamiento topográfico realizado. Otros conjuntos de datos adicionales que pueden ser útiles son las fotografías aéreas e información del uso del suelo.

El proceso de generación de la geometría se realiza en su totalidad en el Ras Mapper, el cual es una extensión dentro del programa para el procesamiento SIG y creación de elementos propios del modelo.

En primer lugar, se requiere el trazado del eje del arroyo, el programa designa al punto más bajo de éste como la progresiva 0+000.

Líneas de banco del arroyo, mostradas en rojo, se utilizan para distinguir el canal principal de las zonas inundables o de desbordamiento. La información relacionada con la localización de los bancos se utiliza para asignar propiedades

diferentes a las secciones transversales. Por ejemplo, en comparación con el canal principal, a las planicies de inundación se le asignan valores más altos del coeficiente de Manning por tener mayor rugosidad causada por la vegetación.

Las líneas de trayectoria del flujo, dibujadas en celeste, se utilizan para determinar las longitudes aguas abajo entre las secciones transversales en el canal principal y sobre la planicie de inundación.

Una vez dibujados los elementos mencionados se procede al trazado de las secciones transversales, en verde. Una sección transversal es un corte vertical que se le hace al TIN.

Las secciones transversales son una de las entradas principales en HEC- RAS. Las líneas de corte de sección transversal se utilizan para extraer los datos de elevación del terreno para crear un perfil del suelo. La intersección de líneas de corte con otras capas del Ras Mapper, como el eje del arroyo y la línea de trayectoria de flujo se utilizan para calcular los atributos de HEC- RAS tales como estaciones de banco que separan el canal principal de la llanura de inundación, distancia entre secciones transversales y coeficiente de Manning. Por lo tanto, la creación de un número adecuado de secciones transversales para producir una buena representación del canal y planicie de inundación es crítica.

Ciertas directrices deben ser seguidas en la creación de líneas de corte de una sección transversal. En primer lugar, deben ser digitalizadas de manera perpendicular a la dirección del flujo, deben abarcar toda la extensión de la planicie de inundación a ser modelada y siempre trazadas de izquierda a derecha, mirando aguas abajo. A pesar de no ser necesaria, es una buena práctica mantener una separación constante entre secciones transversales.

En las figuras siguientes, se observan todos los elementos creados en este proceso, para el tramo de estudio.

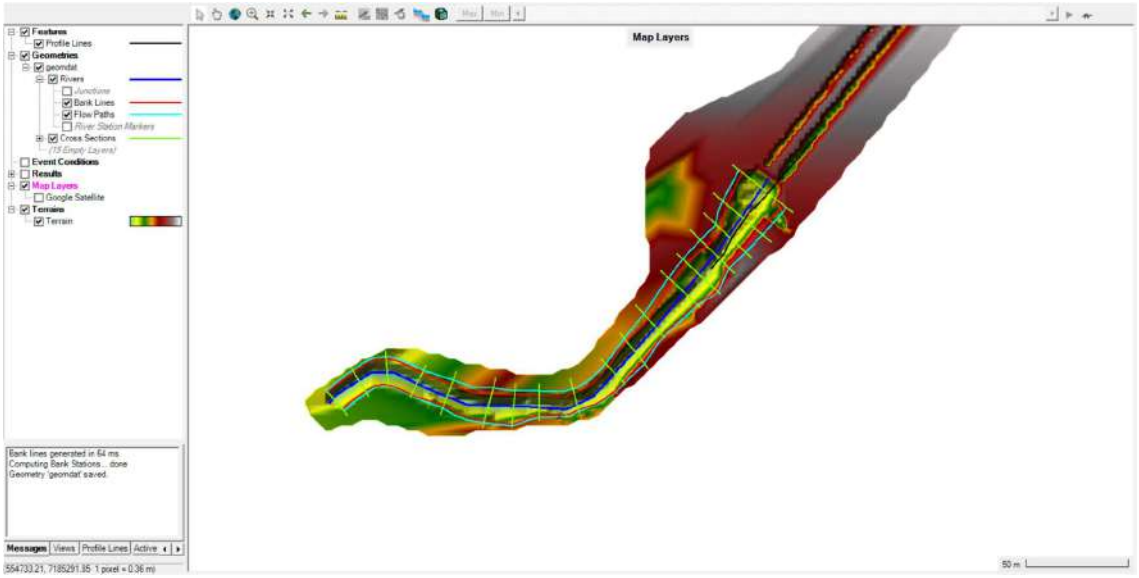


Figura 44 Geometría generada en el Ras Mapper en contraste al DTM.

Fuente: Elaboración propia.

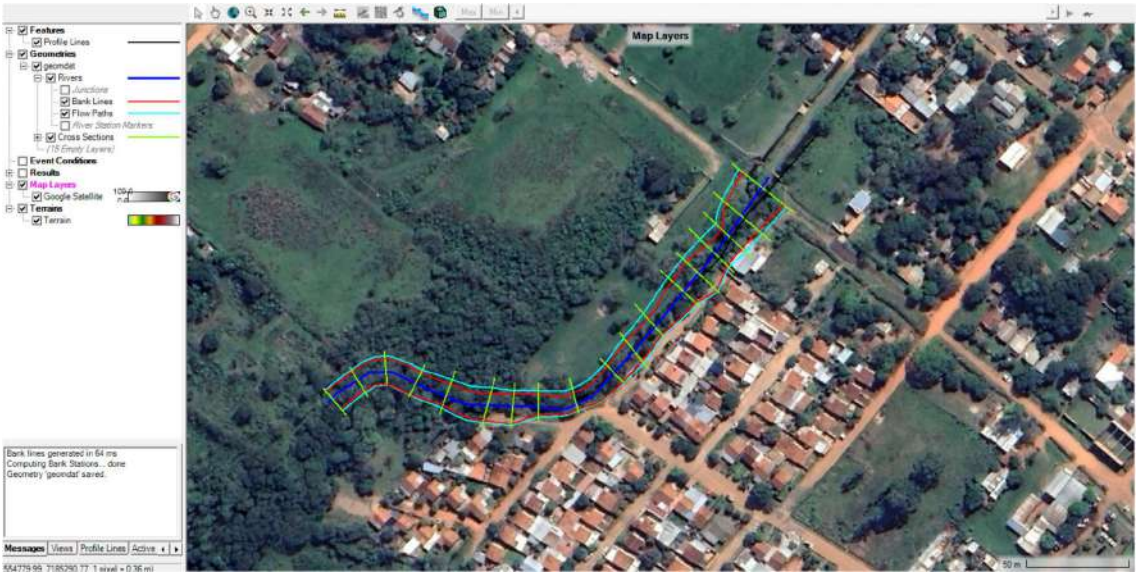


Figura 45 Geometría generada en el Ras Mapper en contraste a imagen satelital.

Fuente: Elaboración propia.

6.1.1 Datos de geometría

Se trazaron 18 secciones transversales en los 270 metros del cauce estudiado en el arroyo.

En la Figura 46 se muestra el modelo completo en HEC-RAS, en la pestaña de Geometría. El cauce está representado por la línea azul y en verde se muestran las secciones transversales.

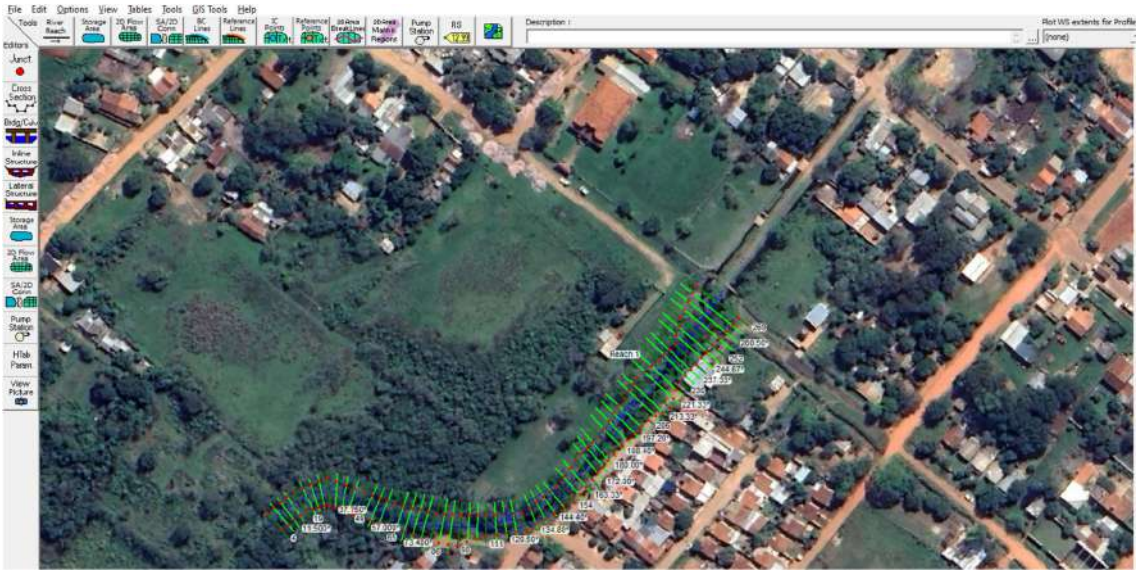


Figura 46 Modelo en HEC RAS del arroyo San Luis.

Fuente: Elaboración propia.

Entre las secciones transversales se interpolaron con el programa nuevas secciones, restringiendo la distancia máxima entre sección interpolada a 5 m. En la Figura 47 se ve más de cerca el modelo, las líneas de color verde oscuro representan las secciones reales tomadas del TIN, y las secciones interpoladas son mostradas en verde limón. Los puntos rojos marcan el límite entre el canal y su planicie de inundación.

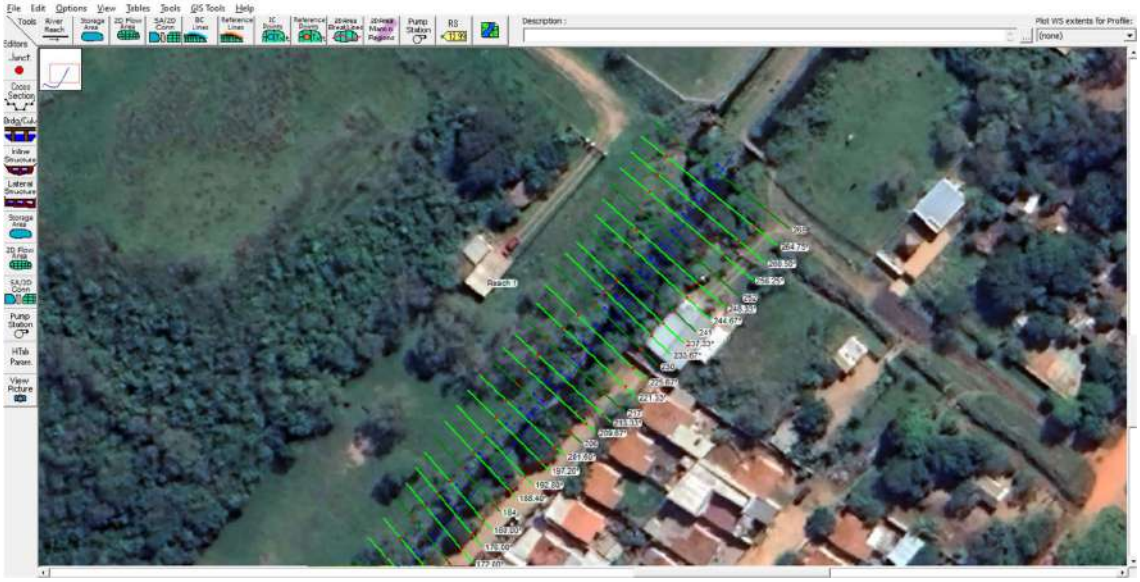


Figura 47 Zoom in - Modelo en HEC RAS del arroyo San Luis.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 48 se muestra una sección transversal en HEC RAS del arroyo en su estado actual.

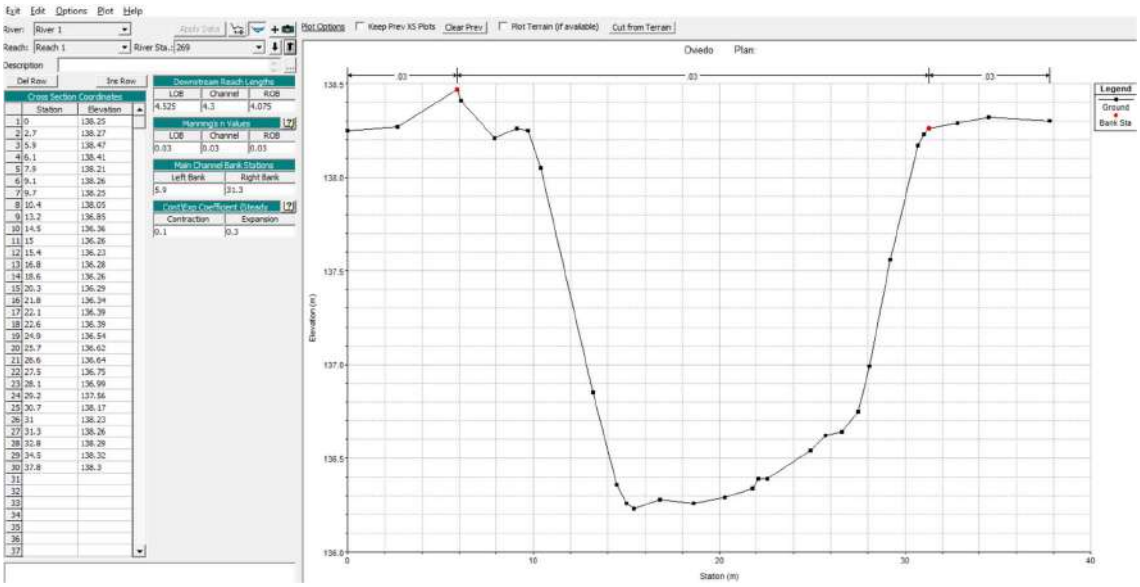


Figura 48 Sección transversal del arroyo en HEC RAS.

Fuente: Elaboración propia.

6.1.2 Datos de caudales

HEC RAS corre en base a un plan. Y cada plan está compuesto por un *Geometric Data* y un *Steady Flow Data*. Es decir que, además de los datos geométricos de secciones transversales, el programa necesita datos de caudales, en otras palabras, requiere la cantidad de m^3/s que pasa por una determinada sección.

Los caudales utilizados fueron calculados con HEC-HMS para la situación actual, con las precipitaciones de diseño con TR 10 años.

6.1.3 Condiciones de cálculo y parámetros hidráulicos

Se han utilizado los siguientes datos de entrada:

- Secciones topográficas de perfiles de terreno en la zona
- Caudales máximos para TR 10 años obtenidos previamente

Consideraciones para el cálculo:

1- Como condición de borde hacia aguas abajo se utiliza el concepto de "Normal Depth", en el cual se presume que la pendiente longitudinal del cauce se mantiene constante y paralela al nivel del agua hacia aguas abajo la distancia suficiente como para que no afecte los resultados en el tramo de interés. Se adopta esta condición de borde ante la falta de otros datos.
2- Como condición de borde hacia aguas arriba, se tienen los caudales generados.
3- Como criterio de cálculo, se simula el flujo de agua en un régimen subcrítico, situación en la cual se tienen los niveles de agua más elevados.
4- Coeficientes de rugosidad de Manning calculados por el método de Cowan. [18]

Método de Cowan

Reconociendo varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrollo un procedimiento para la evaluación de n. Según este procedimiento el valor de n pude ser calculado por la ecuación:

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5$$

Ecuación 60

- n_0 Valor básico de n para un canal recto y uniforme de un material dado.
- n_1 Se determina para corregir el efecto por irregularidades de la superficie.
- n_2 Se considera las variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal del canal.
- n_3 Se considera el efecto de obstrucción u obstáculos al flujo.
- n_4 Depende de la vegetación.
- n_5 Depende de la sinuosidad longitudinal del canal.
- En la Tabla 9 y Tabla 10 a continuación, se muestran los cálculos que justifican el coeficiente de Manning adoptado para la simulación hidráulica.

Tabla 9. Cálculo del coef. de rugosidad por el método de Cowan para el canal.

Canal Principal					
Material del cauce:	n_0	A	Arena	0.020	
		B	Roca	0.025	
		C	Grava fina	0.024	
		D	Grava gruesa	0.028	
Material del cauce adoptado:				**A**	= 0.020
Grado de irregularidad:	n_1	A	Ninguna	0.000	
		B	Menor	0.005	
		C	Moderado	0.010	
		D	Severo	0.020	
Grado de irregularidad adoptado:				**B**	= 0.005
Variabilidad de la sección transversal:	n_2	A	Gradual	0.000	
		B	Ocasional	0.005	
		C	Frecuente	0.015	
Variación de la sección adoptada:				**A**	= 0.000
Efecto relativo de las obstrucciones:	n_3	A	Despreciable	0.000	
		B	Menor	0.010	
		C	Apreciable	0.020	
		D	Severo	0.040	
Efecto de las obstrucciones adoptado:				**B**	= 0.010
Vegetación:	n_4	A	Baja	0.005	
		B	Media	0.013	
		C	Alta	0.025	
		D	Muy alta	0.050	
Vegetación adoptada:				**A**	= 0.005
Grado de sinuosidad:	n_5	A	Menor	1.00	
		B	Apreciable	1.15	
		C	Severo	1.30	

Grado de sinuosidad adoptado:		**A**	= 1.00
Valor de " n " adoptado según COWAN	**n =**	**0.040**	

Tabla 10. Cálculo del coef. de rugosidad por el método de Cowan en las planicies de inundación.

Planicies de Inundación					
Material del cauce:	n_0	A	Arena	0.020	
		B	Roca	0.025	
		C	Grava fina	0.024	
		D	Grava gruesa	0.028	
Material del cauce adoptado:				**A**	= 0.020
Grado de irregularidad:	n_1	A	Ninguna	0.000	
		B	Menor	0.005	
		C	Moderado	0.010	
		D	Severo	0.020	
Grado de irregularidad adoptado:				**C**	= 0.010
Variabilidad de la sección transversal:	n_2	A	Gradual	0.000	
		B	Ocasional	0.005	
		C	Frecuente	0.015	
Variación de la sección adoptada:				**B**	= 0.005
Efecto relativo de las obstrucciones:	n_3	A	Despreciable	0.000	
		B	Menor	0.010	
		C	Apreciable	0.020	
		D	Severo	0.040	
Efecto de las obstrucciones adoptado:				**C**	= 0.020
Vegetación:	n_4	A	Baja	0.005	
		B	Media	0.015	
		C	Alta	0.025	
		D	Muy alta	0.050	
Vegetación adoptada:				**B**	= 0.015
Grado de sinuosidad:	n_5	A	Menor	1.00	
		B	Apreciable	1.15	
		C	Severo	1.30	
Grado de sinuosidad adoptado:				**A**	= 1.00
Valor de " n " adoptado según COWAN			**n =**	**0.070**	

6.2 Escenarios analizados y resultados hidráulicos

Se evaluaron los escenarios actual y propuesto, en base a los caudales calculados, buscando determinar el impacto de las obras a proponer.

6.2.1 Escenario actual

Para este escenario, la geometría utilizada es la resultante directa del relevamiento topográfico, para todo el tramo analizado.

En la Figura 49 se muestra el perfil longitudinal completo. La línea azul muestra el nivel de agua para un TR de 10 años, representado por las siglas WS (*Water Surface)*. La línea verde discontinua muestra la elevación de energía del canal, representado por las letras EG (*Energy Grade Elevation*) y la línea roja a rayas representa la altura crítica en cada punto.

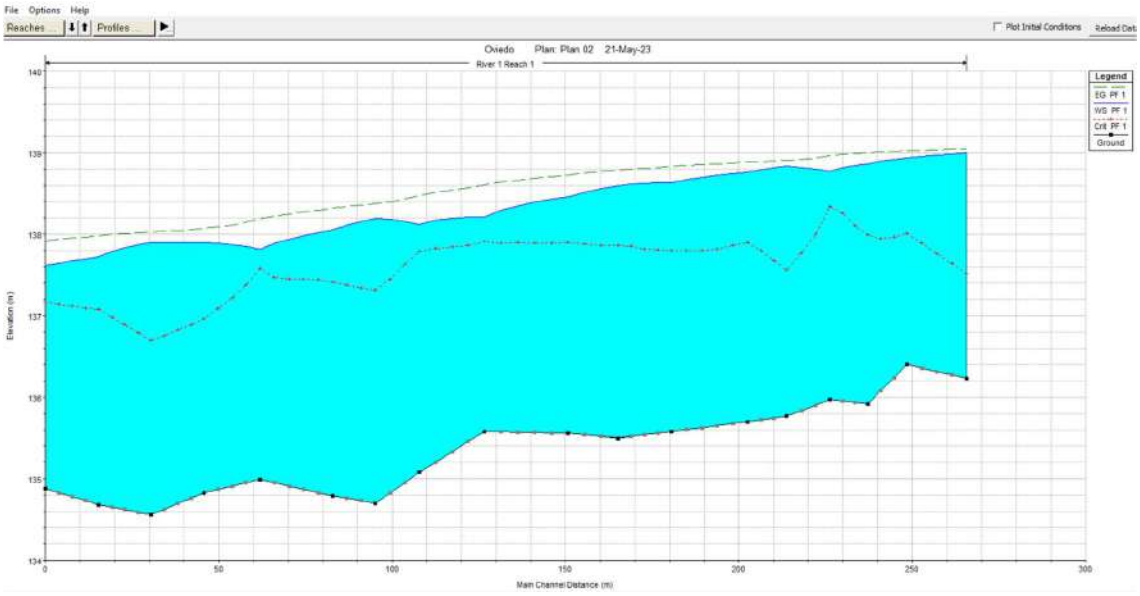


Figura 49 Perfil longitudinal del arroyo.

Fuente: Elaboración propia.

El nivel medio del agua es de 2,5 metros para un TR de 10 años. En la Figura 50 a continuación se puede ver más de cerca los niveles de agua en los primeros 100 metros, en los cuales se encuentra en la margen izquierda numerosas viviendas.

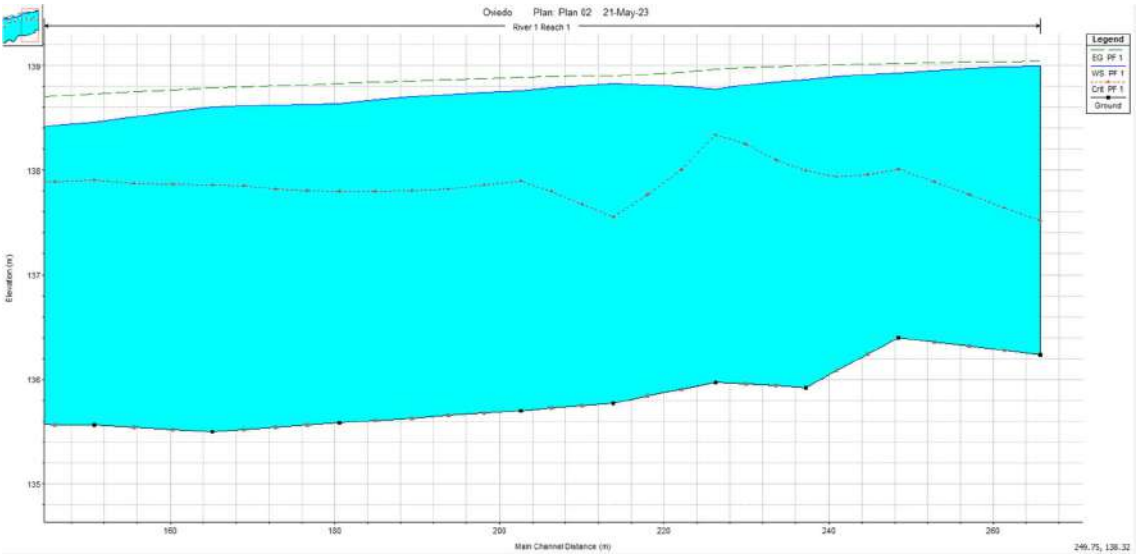


Figura 50 Perfil Longitudinal en zona urbanizada.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 51 se muestra a modo de ejemplo una sección transversal en la zona crítica. En donde se ve el canal y el nivel de agua sobrepasándolo.

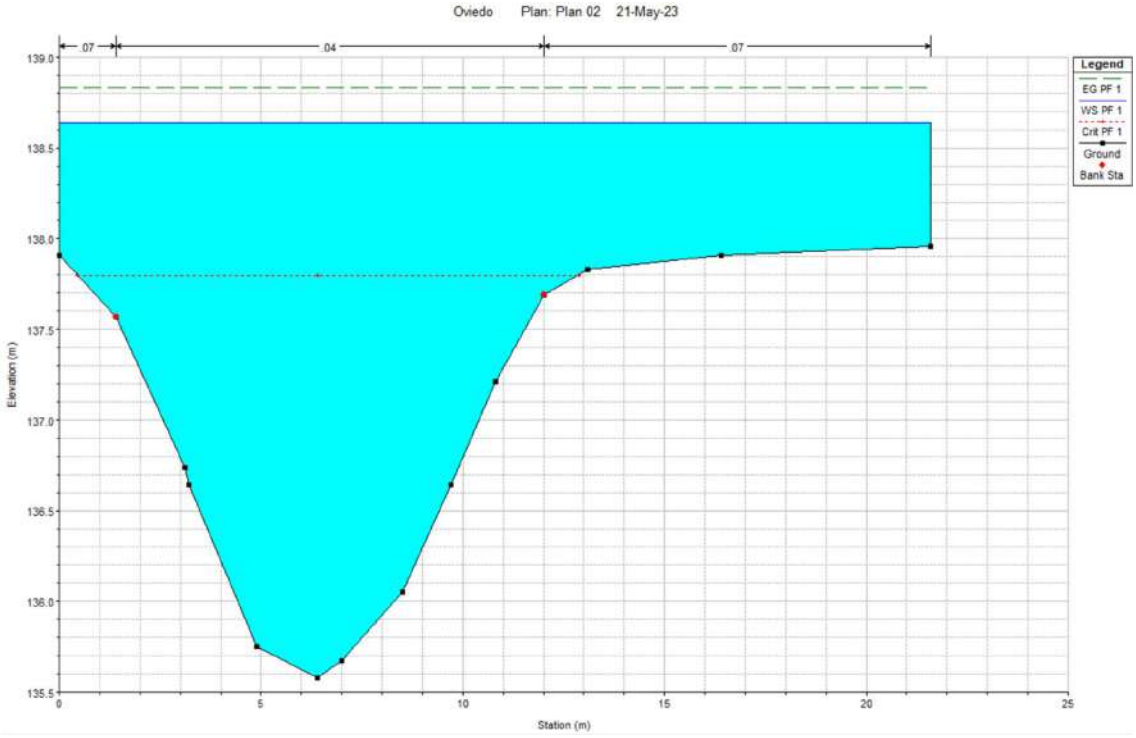


Figura 51 Sección transversal en zona urbanizada.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior se puede ver que el agua sobrepasa la altura del canal, y alcanza un nivel de casi 1 metro por encima de las márgenes. La cota alcanzada es de 138,64 m, lo cual sobrepasa las cotas de las viviendas de la zona, relevadas en aproximadamente 138,1 m para esa zona en particular.

En la Tabla 11, se detallan los resultados obtenidos para cada sección utilizada en el modelo. A partir de los datos obtenidos, se elabora una solución acorde a la realidad del sistema. Debido a que gran parte de la margen izquierda del cauce ya se encuentra ocupado, se debe proponer un canal capaz de contener todo el caudal dentro de sus dimensiones y así mismo dar la velocidad suficiente para que no se produzcan estancamientos en las descargas de las alcantarillas, lo que se logra reduciendo la rugosidad del material del lecho.

Tabla 11. Resultados hidráulicos en las secciones transversales

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Reach 1	269	PF 1	52.50	136.23	139.00	137.52	139.05	0.000677	1.00	58.58	37.80	0.23
Reach 1	252	PF 1	52.50	136.40	138.94	138.01	139.03	0.001477	1.38	46.04	37.20	0.33
Reach 1	241	PF 1	52.50	135.92	138.87	137.99	139.00	0.002038	1.71	39.24	32.00	0.39
Reach 1	230	PF 1	52.50	135.97	138.78	138.34	138.97	0.003763	2.04	32.59	30.70	0.51
Reach 1	217	PF 1	52.50	135.77	138.84	137.56	138.91	0.000985	1.22	46.73	28.90	0.28
Reach 1	206	PF 1	52.50	135.70	138.77	137.90	138.89	0.001822	1.61	38.67	26.40	0.37
Reach 1	184	PF 1	52.50	135.58	138.65	137.80	138.84	0.002563	2.04	31.93	21.60	0.44
Reach 1	168	PF 1	52.50	135.50	138.61	137.86	138.80	0.002754	1.97	31.77	22.70	0.45
Reach 1	154	PF 1	52.50	135.56	138.47	137.90	138.74	0.004136	2.36	25.65	17.70	0.54
Reach 1	130	PF 1	52.50	135.58	138.21	137.91	138.61	0.006003	2.93	22.73	17.50	0.67
Reach 1	111	PF 1	52.50	135.08	138.12	137.79	138.48	0.006366	2.73	22.44	18.40	0.65
Reach 1	98	PF 1	52.50	134.70	138.20	137.31	138.38	0.002810	1.89	30.47	21.70	0.44
Reach 1	86	PF 1	52.50	134.79	138.06	137.41	138.32	0.004732	2.29	24.12	22.24	0.56
Reach 1	65	PF 1	52.50	134.99	137.82	137.57	138.19	0.006917	2.77	22.38	22.40	0.68
Reach 1	49	PF 1	52.50	134.83	137.90	136.96	138.08	0.002182	1.90	31.33	17.60	0.41
Reach 1	34	PF 1	52.50	134.56	137.90	136.69	138.03	0.001604	1.63	34.89	16.60	0.34
Reach 1	19	PF 1	52.50	134.68	137.73	137.08	137.98	0.003722	2.30	25.82	16.80	0.52
Reach 1	4	PF 1	52.50	134.88	137.61	137.17	137.91	0.005004	2.52	24.35	17.60	0.60

6.2.2 Escenario propuesto

Para este escenario, se propone un canal compuesto para recibir las descargas de las alcantarillas y alejarlas de la zona más urbana, hasta una zona en donde el arroyo y su planicie transcurran naturalmente sin afectar a la población. El tramo objetivo se define como 270 m aguas debajo de las intersecciones de las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero.

De acuerdo con los caudales a captar y la población en la inmediatez del cauce, se propone un canal trapezoidal de 5m de base menor, altura de 2,5 m y talud 1:1. Se compone por paredes de gaviones (rugosidad = 0,025) y un fondo de hormigón (rugosidad = 0,015), disminuyendo de forma importante la rugosidad del cauce y aumentando la capacidad de este. Un esquema de la solución se muestra en la Figura 52.

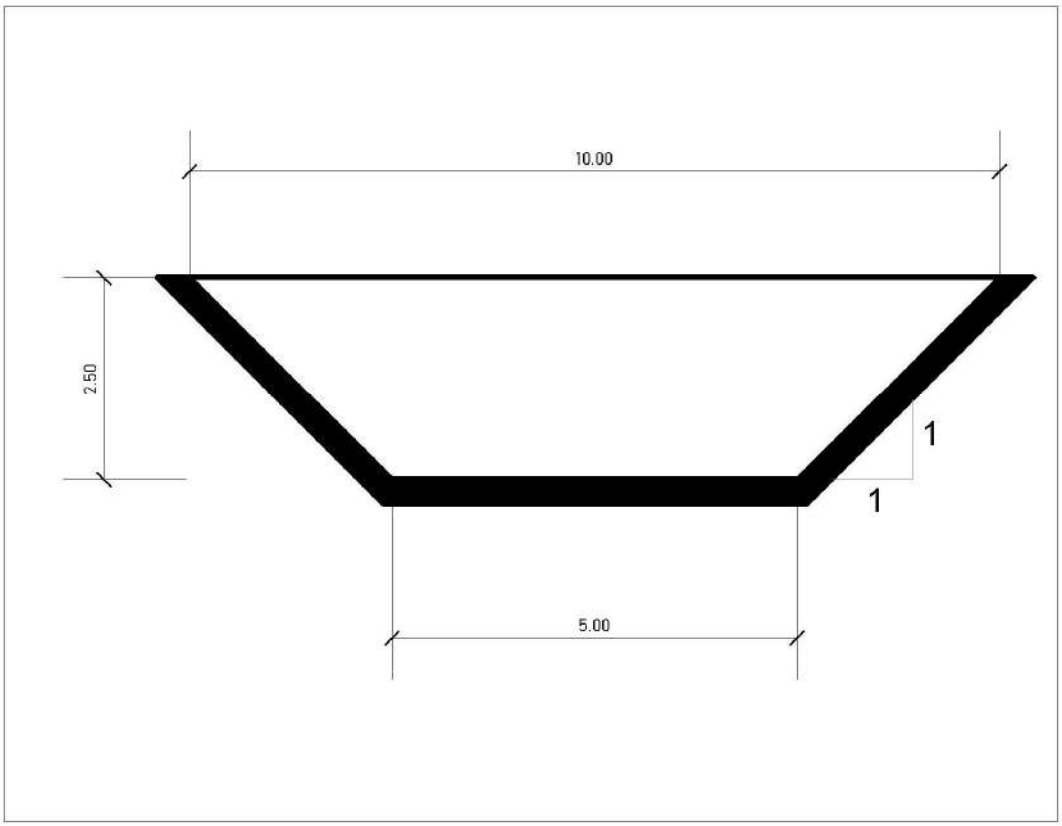


Figura 52 Esquema de canal propuesto.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 53, se observa parte del proceso de transformación de la geometría natural a la propuesta en el HEC-RAS, a través de la herramienta "Channel Design/Modification". Aquí, el canal propuesto se implanta por sobre el natural mediante un template con las dimensiones establecidas, como se muestra en el ejemplo.

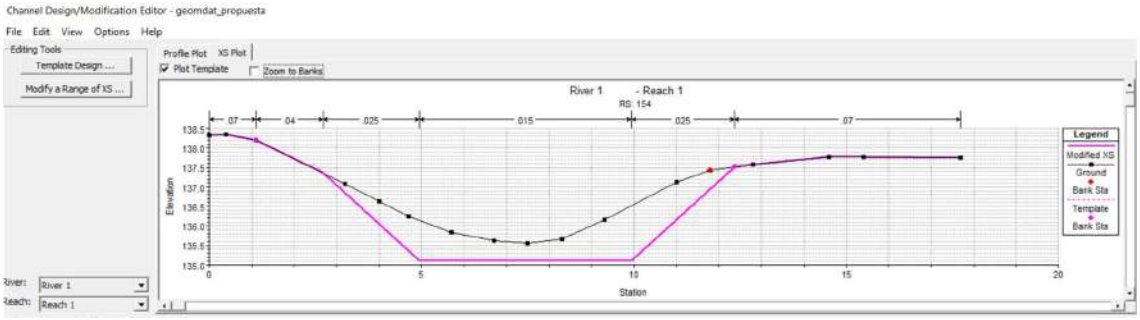


Figura 53 Modificación de sección transversal en el HEC-RAS.

Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, se observa que el fondo se encuentra por debajo del actual, lo que se debe a una profundización recomendada del canal a lo largo del tramo establecido. La pendiente mínima recomendada es de 0,7%, valor que arroja mejores resultados de acuerdo a las variaciones manejadas en este Proyecto Final de Grado. En la Figura 54, se observa el cambio del perfil longitudinal con la implantación de las propuestas.

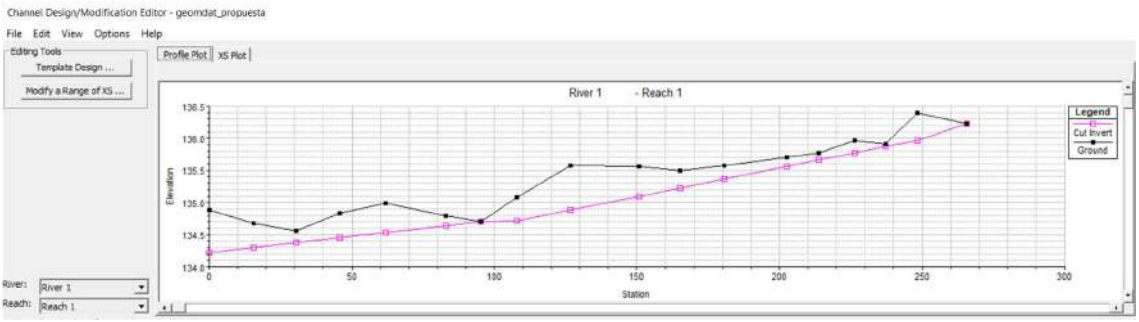


Figura 54 Profundización propuesta del tramo.

Fuente: Elaboración propia.

Con estas medidas impuestas, se obtiene como resultado el perfil hidrodinámico que se observa en la Figura 55. Se observa una reducción en los niveles obtenidos.

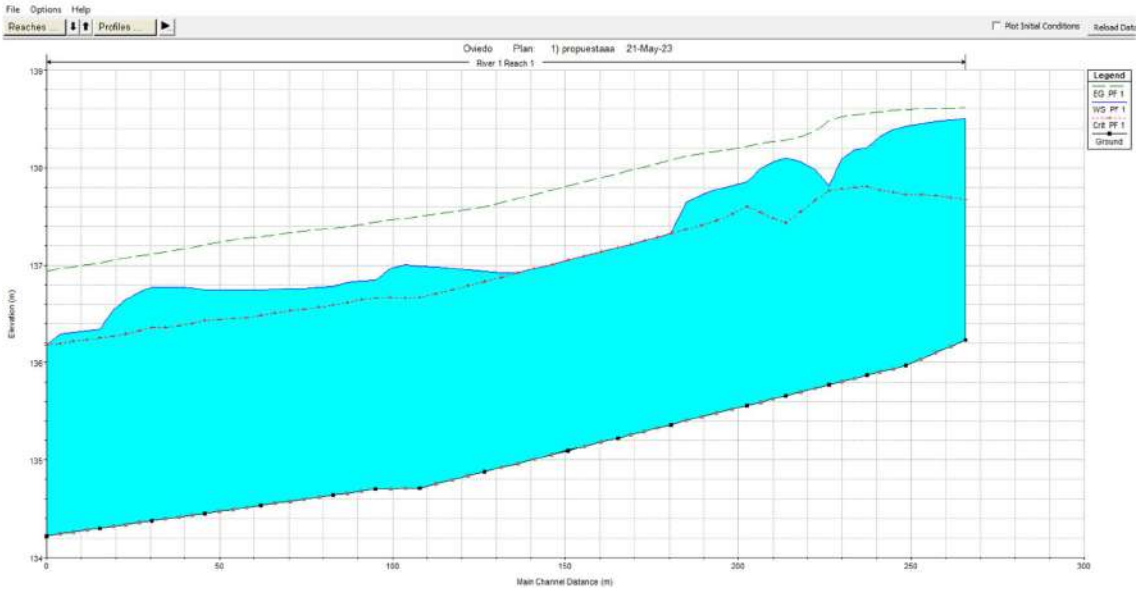


Figura 55 Perfil Longitudinal en zona urbanizada – Propuesta.

Fuente: Elaboración propia.

Analizando la misma sección mostrada anteriormente, se observa que el agua es contenida en su totalidad dentro del canal propuesto, no afectando las viviendas aledañas (Figura 56). Igualmente, el nivel del agua baja de 138,64 m a 137,05 m, marcando una reducción de 1,59 m en el nivel de la zona. Esto se debe principalmente a la disminución de la rugosidad del canal y el aumento consecuente de la velocidad, lo que permite que el mismo caudal produzca niveles menores.

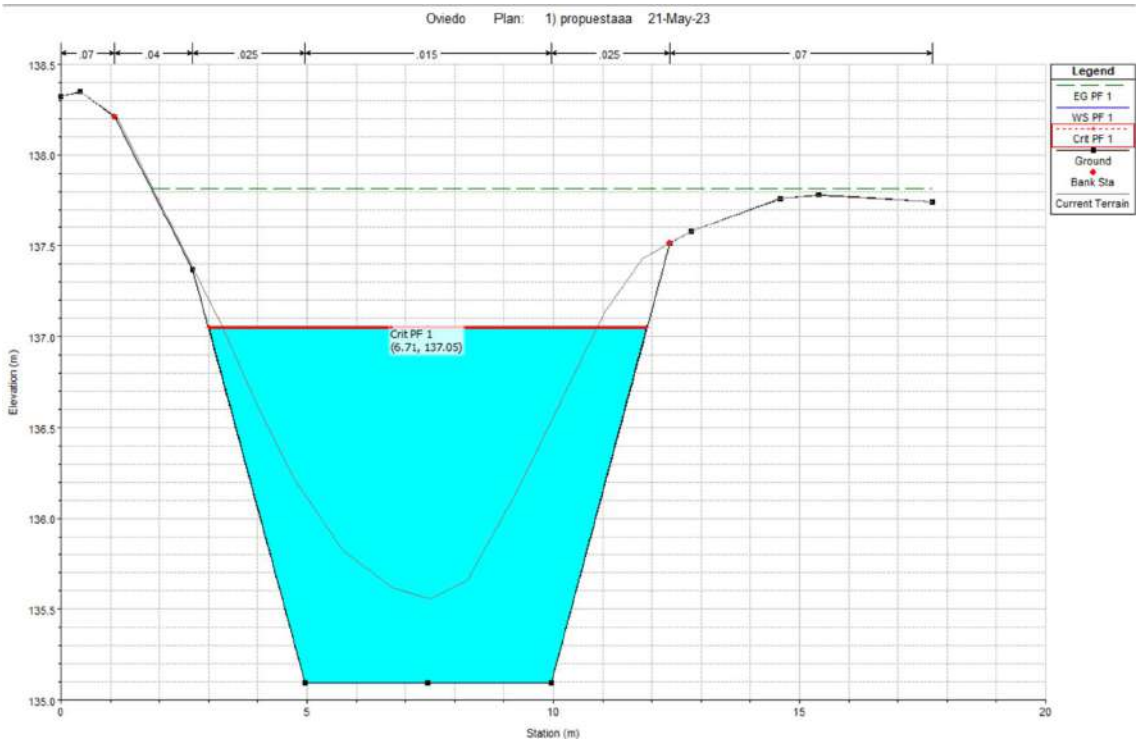


Figura 56 Sección transversal en zona urbanizada – Propuesta.

Fuente: Elaboración propia.

Lo mencionado sobre la velocidad se visualiza mejor en la Figura 57, en donde la línea roja a rayas representa las velocidades medias en el canal propuesto y la línea azul las velocidades en el canal natural. Aquí, las velocidades aumentan de forma considerable para la propuesta, por lo que se requiere de un disipador de energía a la salida de este canal para prevenir la erosión del canal natural, como será detallado más adelante.

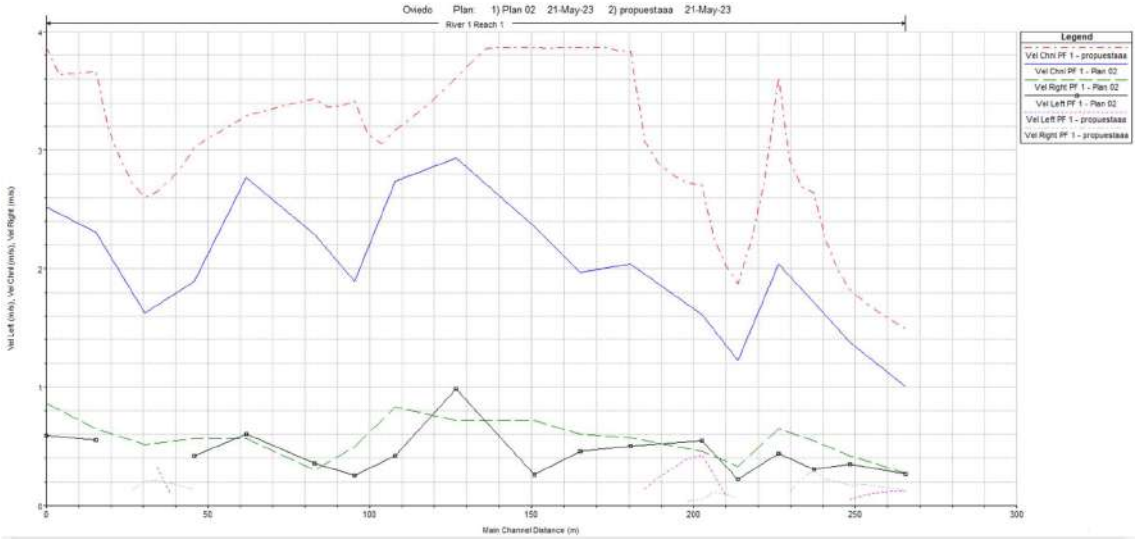


Figura 57 Velocidades en el tramo – Propuesta (rojo) vs Actual (azul).

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, en la Tabla 12, se detallan los resultados obtenidos en todas las secciones transversales, para esta propuesta.

Tabla 12. Resultados hidráulicos en las secciones transversales - Propuesta

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Reach 1	269	PF 1	52.50	136.23	138.49	137.67	138.61	0.000744	1.51	36.87	37.80	0.41
Reach 1	252	PF 1	52.50	135.97	138.41	137.72	138.58	0.001182	1.84	30.35	34.91	0.49
Reach 1	241	PF 1	52.50	135.87	138.18	137.81	138.55	0.002338	2.68	21.06	18.83	0.70
Reach 1	230	PF 1	52.50	135.77	137.81	137.76	138.48	0.005502	3.62	14.49	10.13	0.97
Reach 1	217	PF 1	52.50	135.66	138.11	137.43	138.29	0.002701	1.87	28.17	20.87	0.50
Reach 1	206	PF 1	52.50	135.56	137.86	137.60	138.23	0.005295	2.68	20.11	17.79	0.76
Reach 1	184	PF 1	52.50	135.36	137.32	137.32	138.07	0.005152	3.83	13.71	9.26	1.01
Reach 1	168	PF 1	52.50	135.23	137.18	137.18	137.94	0.004500	3.87	13.58	8.91	1.00
Reach 1	154	PF 1	52.50	135.10	137.05	137.05	137.81	0.004498	3.87	13.58	8.91	1.00
Reach 1	130	PF 1	52.50	134.88	136.88	136.83	137.60	0.004144	3.75	14.01	9.00	0.96
Reach 1	111	PF 1	52.50	134.71	136.94	136.67	137.48	0.002907	3.27	16.07	9.45	0.80
Reach 1	98	PF 1	52.50	134.70	136.80	136.65	137.43	0.004022	3.51	14.98	9.57	0.89
Reach 1	86	PF 1	52.50	134.64	136.77	136.59	137.38	0.003351	3.45	15.21	9.26	0.86
Reach 1	65	PF 1	52.50	134.53	136.74	136.48	137.30	0.002983	3.30	15.91	9.41	0.81
Reach 1	49	PF 1	52.50	134.45	136.75	136.43	137.21	0.003971	3.02	17.41	11.81	0.78
Reach 1	34	PF 1	52.50	134.38	136.78	136.36	137.12	0.003532	2.59	20.45	14.28	0.66
Reach 1	19	PF 1	52.50	134.30	136.25	136.25	137.02	0.004509	3.87	13.57	8.90	1.00
Reach 1	4	PF 1	52.50	134.22	136.18	136.18	136.94	0.004503	3.87	13.57	8.90	1.00

Comparando las elevaciones obtenidas en este escenario con el actual, se obtiene la Tabla 13, con la disminución de niveles obtenida con la implementación de las medidas. Este escenario resulta en una disminución media del nivel del agua en la zona de 1,11 metros.

Tabla 13. Disminución del nivel del agua en las secciones transversales

Sección Transversal	N.A. Max TR10 - Esc Actual	N.A. Max TR10 - Esc Propuesto	Disminución (m)
269	139.00	138.49	0.51
252	138.94	138.41	0.53
241	138.87	138.18	0.69
230	138.78	137.81	0.97
217	138.84	138.11	0.73
206	138.77	137.86	0.91
184	138.65	137.32	1.33
168	138.61	137.18	1.43
154	138.47	137.05	1.42
130	138.21	136.88	1.33
111	138.12	136.94	1.18
98	138.20	136.80	1.40
86	138.06	136.77	1.29
65	137.82	136.74	1.08
49	137.90	136.75	1.15
34	137.90	136.78	1.12
19	137.73	136.25	1.48
4	137.61	136.18	1.43

6.3 Disipador de energía

Los disipadores de energía en corrientes de agua son estructuras diseñadas para reducir la energía cinética del agua en canales, ya sean naturales o artificiales. Estas estructuras se utilizan comúnmente en proyectos de control de inundaciones, en sistemas de drenaje pluvial, o en proyectos de mejora de la calidad del agua.

Los disipadores de energía pueden tomar muchas formas y diseños diferentes, pero en general, funcionan de la siguiente manera: cuando el agua fluye a través de una corriente, su energía cinética aumenta a medida que la velocidad del agua aumenta. Cuando el agua fluye hacia una estructura de disipación de energía, la energía cinética se disipa, lo que reduce la velocidad del agua y protege la estructura aguas abajo.

En general, los disipadores de energía en corrientes de agua son esenciales para proteger las estructuras aguas abajo de la erosión y el daño causado por la alta velocidad del agua, así como para mejorar la calidad del agua en los sistemas de drenaje pluvial.

Colchón reno

Los colchones Reno se utilizan para los bancos del río y protección de socavación, en revestimientos de canales para el control de erosión y para la estabilidad de taludes. Se llena de rocas en el lugar del proyecto para formar estructuras monolíticas flexibles y permeables para promover el rápido crecimiento de la vegetación natural.

Cálculo del colchón reno

Al obtener una velocidad de 3,87 m/s a la salida del canal calculado, esto resulta en una energía igual a:

$$E1 = y1 + \frac{v1^2}{2g}$$ Ecuación 61

Donde

- E1: energía
- y1: tirante
- v1: velocidad
- g: aceleración de la gravedad

Se obtiene

$$E1 = 2{,}72$$

En la realidad la energía de un flujo no se conserva, porque existen pérdidas, por ello introducimos la pérdida que se produce con el cambio de sección del canal, al canal con colchón reno.

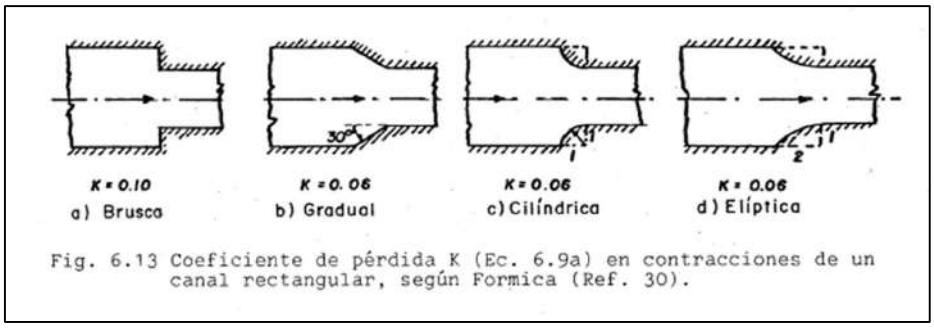


Figura 58 Coeficiente de pérdida de carga k.

Fuente: Apuntes de Hidráuilica II, Sotelo G., 1997. [19]

Dado que

$$h = \frac{kv2}{2g}$$ Ecuación 62

Se obtiene

$$h = 0{,}46$$

Por lo tanto, la energía al salir de la transición será de 2,26. Con este valor y despejando de la fórmula de energía obtenemos el valor del tirante de agua en la entrada del colchón:

$$y1 = 2{,}05$$

A partir de este tirante se produce un remanso dentro del colchón reno, que debe efectuar una disminución en la velocidad del flujo antes de continuar su paso por el canal natural.

El remanso lo calculamos a través de Hcanales, buscando una longitud que nos permita encontrar el tirante buscado, este último resulto en 2,3 m y la longitud en 41 metros (Figura 59).

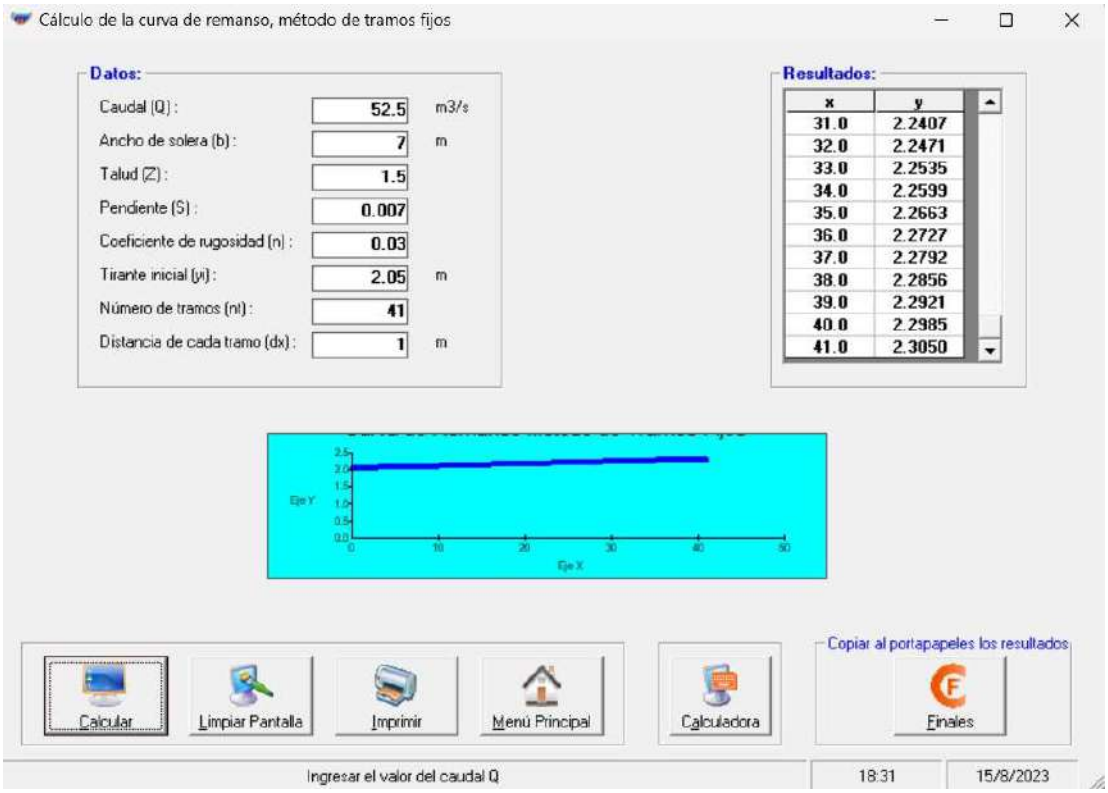


Figura 59 Cálculo de la curva de remanso en el colchón reno con H Canales.

Fuente: Elaboración propia.

Con ese tirante calculamos la velocidad el flujo, y obtenemos una velocidad reducida a 2 m2/s, velocidad ya apta para evitar erosiones no deseadas en el canal adyacente.

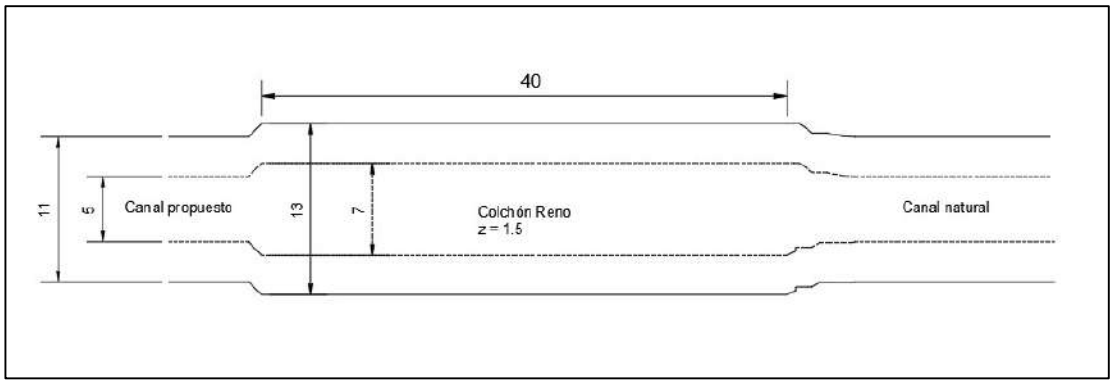


Figura 60 Esquema constructivo de colchón reno.

Fuente: Elaboración propia.

7 CAPÍTULO VII
OBRAS COMPLEMENTARIAS

Las obras complementarias en un proyecto de construcción son todas aquellas infraestructuras, instalaciones y elementos adicionales que se diseñan y construyen junto con la estructura principal para mejorar su funcionalidad, eficiencia, seguridad y utilidad general. Estas obras son fundamentales para el éxito del proyecto y para satisfacer las necesidades específicas del entorno en el que se lleva a cabo la construcción.

Para este Proyecto Final de Grado se contempla la necesidad de realizar las siguientes obras complementarias:

- **Relleno de áreas erosionadas:**

Las áreas erosionadas en la zona deben ser rellenadas con un suelo estable, principalmente en los márgenes del canal, para proteger las paredes de gaviones. Además de recuperar los espacios verdes de la zona, mediante el empastado.

- **Barandas a lo largo del canal:**

Las barandas son estructuras de seguridad esenciales que se instalan a lo largo del canal, especialmente en áreas donde el canal se encuentra cerca de caminos, carreteras o áreas peatonales. En este caso se deberá proveer de barandas en todo el perímetro del canal, a fin de prevenir accidentes y evitar que las personas o vehículos se acerquen demasiado al borde del canal, disminuyendo riesgos.

- **Puente peatonal:**

Se tiene la necesidad de la instalación de un puente exclusivamente peatonal, para conectar la calle Julia M.C. de Estigarribia con la plaza y así devolver la funcionalidad a la misma.

8 CONCLUSIONES

Con el trabajo realizado, se concluye lo siguiente:

Se delimitó la zona urbana afectada por las inundaciones y erosiones mediante visitas al lugar, imágenes satelitales y el catastro urbano y se delimitó la intervención hidráulica desde la intersección de las calles Carlos Antonio López e Iturbe hasta un punto alejado de la zona poblada, en donde se conecta con el canal natural.

Con el diseño hidrológico, se pudo determinar que la cuenca de aporte abarca gran parte de la zona urbana de la ciudad de Coronel Oviedo, siendo éste un factor fundamental para el dimensionamiento de las obras hidráulicas. Para realizar este diseño se tuvo que relevar, mediante inspección visual, los canales existentes en algunas zonas de la cuenca y se observó la ausencia de un sistema de drenaje pluvial adecuado para transportar las aguas. Este relevamiento ha sido fundamental para obtener resultados ajustados a la realidad.

Para obtener un diseño hidráulico eficiente, se realizaron relevamientos topográficos en el área de estudio y se realizaron simulaciones del comportamiento del cauce natural del arroyo San Luis, en dónde se observó que la sección es insuficiente para transportar las aguas provenientes de la cuenca.

Con los resultados obtenidos, se logró diseñar una propuesta de ingeniería técnicamente viable que dará solución a la problemática.

9 RECOMENDACIONES

Con base a los resultados y experiencias obtenidos en este Proyecto Final de Grado, se recomienda lo siguiente:

- **Diseño de Drenaje Pluvial de la Ciudad:**
  Se sugiere llevar a cabo un análisis integral del sistema de drenaje pluvial de la ciudad. Esto implica:
  - **Estudio Hidrológico Integral:** Realizar un estudio detallado de las cuencas hidrográficas en toda la ciudad para identificar las áreas más susceptibles a inundaciones.
  - **Diseño de Sistemas de Drenaje:** Desarrollar un plan maestro para el diseño y la implementación de sistemas de drenaje pluvial en las zonas críticas. Esto puede incluir la creación de canales de desvío, alcantarillas y sistemas de retención.
- **Obras de Mantenimiento de Canales y Alcantarillas:**
  Para garantizar el buen funcionamiento a largo plazo del sistema de drenaje, se recomienda:
  - **Plan de Mantenimiento Regular:** Establecer un programa de mantenimiento preventivo para canales, alcantarillas y otras estructuras de drenaje. Esto incluye la limpieza periódica de obstrucciones y la inspección visual para identificar problemas potenciales.
  - **Participación Comunitaria:** Involucrar a la comunidad local en el mantenimiento de las estructuras de drenaje. Promover la concientización sobre la importancia de mantener limpios los canales y alcantarillas.

- **Promoción de Trabajos Finales de Grado:**
  Se recomienda a que la Facultad de Ciencias y Tecnologías apoye a alumnos que culminan sus estudios a la realización de Trabajos de Proyectos Final de grado que aporte ayuda a la comunidad, así promover el enfoque de la ingeniería en soluciones para la sociedad.

10 RESUMEN DE LA PROPUESTA

De acuerdo con la aplicación de los modelos y a los resultados obtenidos, el esquema de la propuesta general del sistema, para la disminución de los impactos en inundaciones pluviales en la intersección de las calles Iturbe y Pedro Juan Caballero con el arroyo San Luis se observa en la Figura 61.

Figura 61 Esquema de solución hidráulica propuesta.

Fuente: Elaboración propia.

Las obras propuestas responden de forma satisfactoria a una tormenta de diseño con un tiempo de retorno de 10 años, valor utilizado normalmente en drenaje urbano.

Las alcantarillas captan los aportes norte y este y contienen la mayor parte del flujo fuera de las calles, favoreciendo el libre tránsito en periodos de lluvias.

El canal revestido contiene todo el aporte de la cuenca en su interior, por lo tanto, para este TR, las viviendas en la margen izquierda del arroyo no se ven afectadas.

Finalmente, se propone un sistema disipador, para la disminución de la velocidad de salida del canal y evitar riesgos de erosión en el cauce natural, buscando generar un resalto hidráulico en la salida del canal.

11 CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

Finalmente se propone una planilla estimada de cómputo y presupuesto.

Tabla 14. Planilla de cómputo y presupuesto.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio total
1	**Trabajos Preliminares**				
1.1	Movilización	gl	1,00	350.000.000	350.000.000
1.2	Desbroce y despeje	ha	0,40	21.552.356	8.620.942
2	**Demoliciones**				
2.1	De hormigón	m2	936,00	63.636	59.563.636
2.2	De muro de piedra bruta	m2	806,00	50.909	41.032.727
2.3	Limpieza y retiro de escombros	m3	600,00	101.818	61.090.909
3	**Movimiento de suelo**				
3.1	Excavación, retiro de material y perfilación de taludes	m3	5.362,00	70.000	375.340.000
3.2	Excavación de bolsones	m3	268,10	70.000	18.767.000
3.3	Relleno y compactación	m3	3.554,20	84.000	298.552.800
4	**Sistema de alcantarillado**				
4.1	Excavación estructural	m3	7.326,72	84.000	615.444.480
4.2	Hormigón de sello	m3	219,20	1.374.545	301.300.364
4.3	Alcantarilla Celular Simple 2,5X2,5 m	m	244,00	7.859.091	1.917.618.182
4.4	Alcantarilla Celular Doble 2,0X2,0 m	m	288,00	9.142.424	2.633.018.182
4.5	Cabeceras de hormigón armado	m3	5,72	5.272.028	30.156.000
5	**Canal trapezoidal**				
5.1	Platea de hormigón	m3	342,23	2.147.727	735.005.966
5.2	Gaviones de piedra embolsada	m3	3.510,00	770.000	2.702.700.000
5.3	Colchón reno	m3	86,10	770.000	66.297.000
6	**Obras complementarias**			-	-
6.1	Relleno de áreas erosionadas	m3	500,00	30.000	15.000.000
6.2	Empastado	m2	1.080,00	21.000	22.680.000
6.2	Barandas de hormigón armado	m	500,00	886.455	443.227.273
6.3	Puente peatonal de hormigón 15m	gl	1,00	420.000.000	420.000.000
			TOTAL IVA INCLUIDO en Gs		**₲ 11.115.415.461**
		TOTAL IVA INCLUIDO en USD (1 USD = 7300 Gs)			**USD 1.522.660**

12 ANEXOS

12.1 Características de subcuencas

Tabla 15. Características fisiográficas de subcuencas

Cuenca	Longitud (m)	Area (Ha)	Pendiente (%)	Tc (min)	Tc (hs)	Lag (min)
SC1	1623.50	183.02	1.97	**53**	**0.9**	31.91
SC2	1362.33	48.56	2.79	**30**	**0.5**	18.01
SC3	1050.47	23.05	2.28	**25**	**0.4**	14.81
SC4	1451.11	42.55	3.03	**28**	**0.5**	16.96
SC5	1401.79	44.45	3.00	**29**	**0.5**	17.14
SC6	1608.89	70.97	1.62	**43**	**0.7**	25.96
SC7	587.30	14.70	1.19	**25**	**0.4**	14.94
SC8	1358.66	100.27	0.66	**66**	**1.1**	39.77
SC9	1459.78	65.42	2.06	**38**	**0.6**	22.57
SC10	927.88	17.91	1.51	**26**	**0.4**	15.81
SC11	1622.13	39.75	2.10	**33**	**0.5**	19.69
SC12	2122.16	54.53	1.46	**44**	**0.7**	26.40
SC13	1507.51	56.64	1.59	**40**	**0.7**	24.09
SC14	1047.63	28.12	1.62	**30**	**0.5**	18.02

Tabla 16. Características de infiltración de subcuencas

Cuenca	CN	Almacenam. (S) [mm]	Abstracc. Inic. (Ia): [mm]
SC1	87.00	38.0	7.6
SC2	87.96	34.8	7.0
SC3	87.52	36.2	7.2
SC4	86.36	40.1	8.0
SC5	87.01	37.9	7.6
SC6	89.27	30.5	6.1
SC7	88.41	33.3	6.7
SC8	88.56	32.8	6.6
SC9	88.95	31.6	6.3
SC10	89.44	30.0	6.0
SC11	89.85	28.7	5.7
SC12	88.95	31.6	6.3
SC13	89.44	30.0	6.0
SC14	88.78	32.1	6.4

12.2 Hietograma de diseño

Tabla 17. Intensidad y Precipitación incremental

		TR 10 años Arroyo San Luis		
Intervalo		**Intensidad**	**P acum**	**P inc**
min		***mm/h***	***mm***	***mm***
0	**5**	260.74	21.8	21.8
5	**10**	194.68	32.5	10.7
10	**15**	158.23	39.6	7.1
15	**20**	134.73	45	5.4
20	**25**	118.15	49.3	4.3
25	**30**	105.73	52.9	3.6
30	**35**	96.03	56.1	3.2
35	**40**	88.22	58.9	2.8
40	**45**	81.77	61.4	2.5
45	**50**	76.34	63.7	2.3
50	**55**	71.7	65.8	2.1
55	**60**	67.68	67.7	1.9
60	**65**	64.16	69.6	1.9
65	**70**	61.05	71.3	1.7
70	**75**	58.28	72.9	1.6
75	**80**	55.79	74.4	1.5
80	**85**	53.54	75.9	1.5
85	**90**	51.49	77.3	1.4
90	**95**	49.62	78.6	1.3
95	**100**	47.91	79.9	1.3
100	**105**	46.33	81.1	1.2
105	**110**	44.87	82.3	1.2

110	**115**	43.52	83.5	1.2
115	**120**	42.25	84.5	1.0

Tabla 18. Bloques alternados y precipitación acumulada

t	P	Acum
0	0	0
5	1	1
10	1.2	2.2
15	1.3	3.5
20	1.4	4.9
25	1.5	6.4
30	1.7	8.1
35	1.9	10
40	2.3	12.3
45	2.8	15.1
50	3.6	18.7
55	5.4	24.1
60	10.7	34.8
65	21.8	56.6
70	7.1	63.7
75	4.3	68
80	3.2	71.2
85	2.5	73.7
90	2.1	75.8
95	1.9	77.7
100	1.6	79.3
105	1.5	80.8

110	1.3	82.1
115	1.2	83.3
120	1.2	84.5

12.3 Caudales calculados

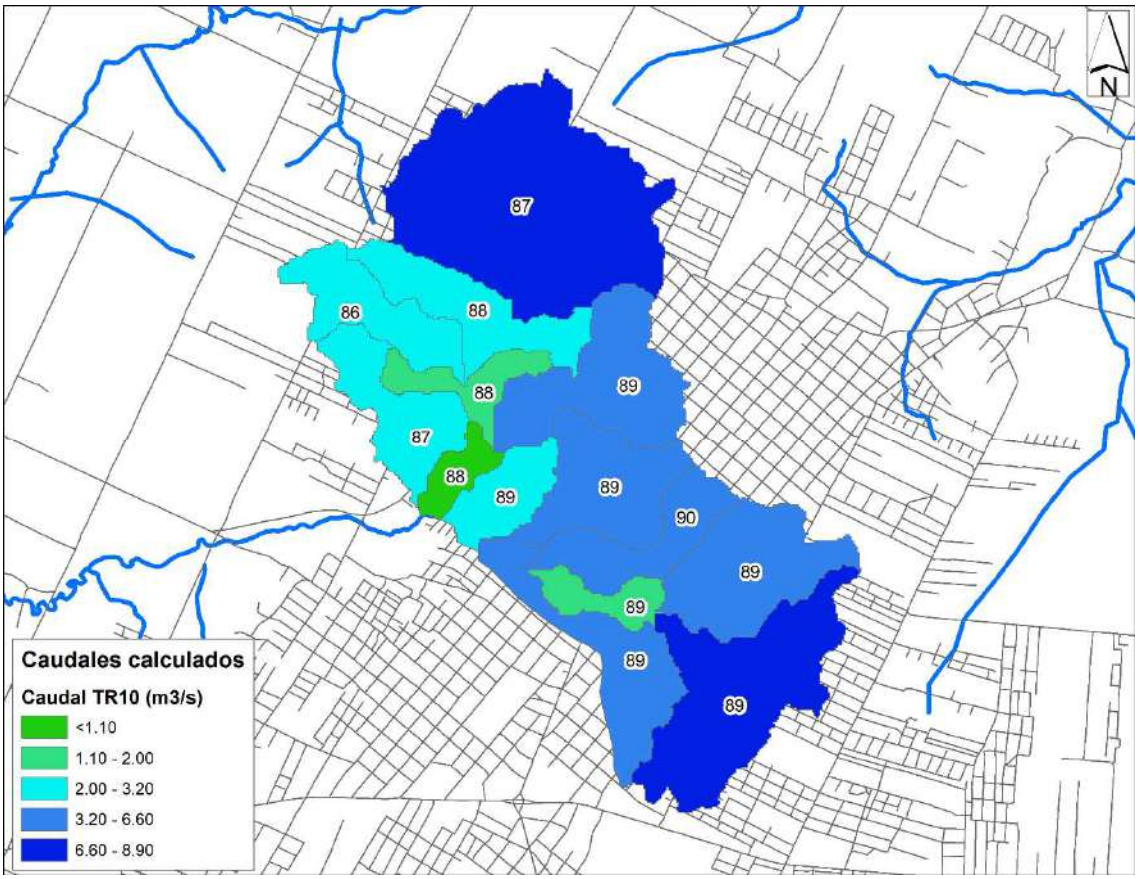


Figura 62 Caudales calculados en subcuencas.

Fuente: Elaboración propia.

12.3.1 Hidrogramas de salida

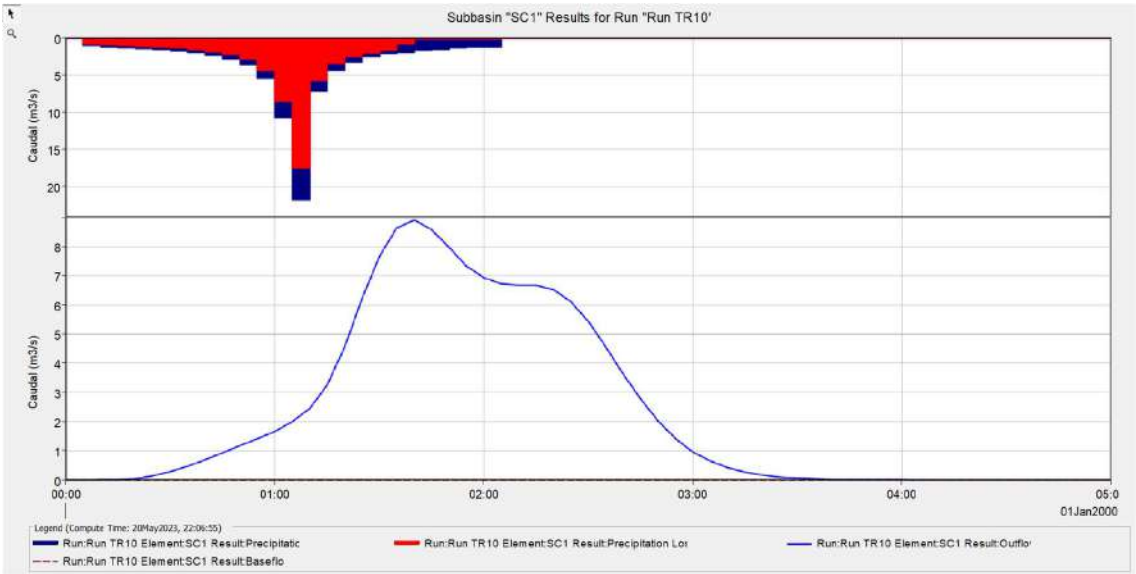


Figura 63 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 1.

Fuente: Elaboración propia.

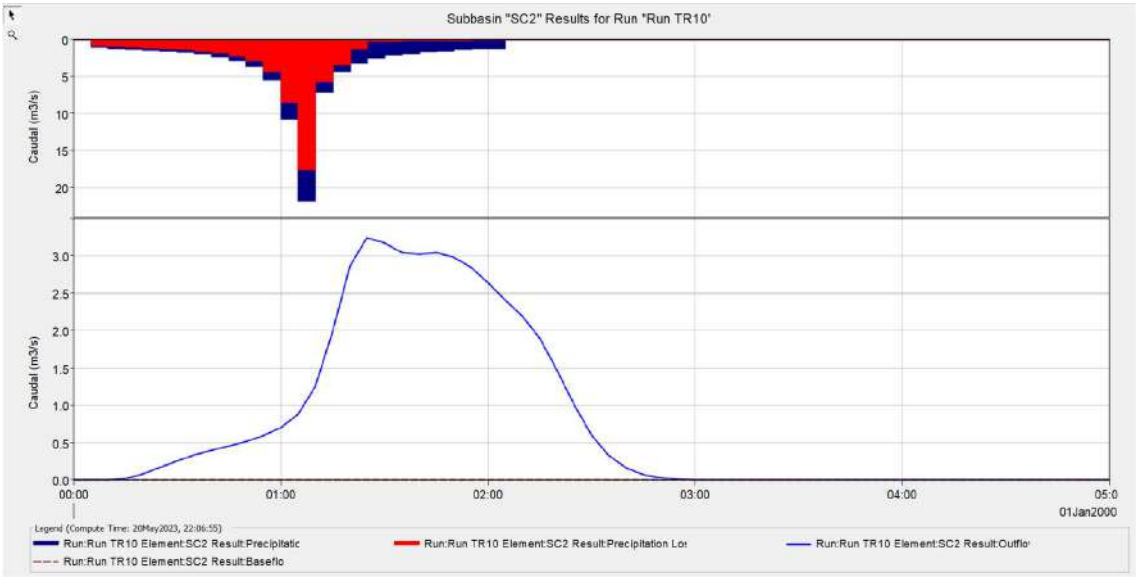


Figura 64 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 2.

Fuente: Elaboración propia.

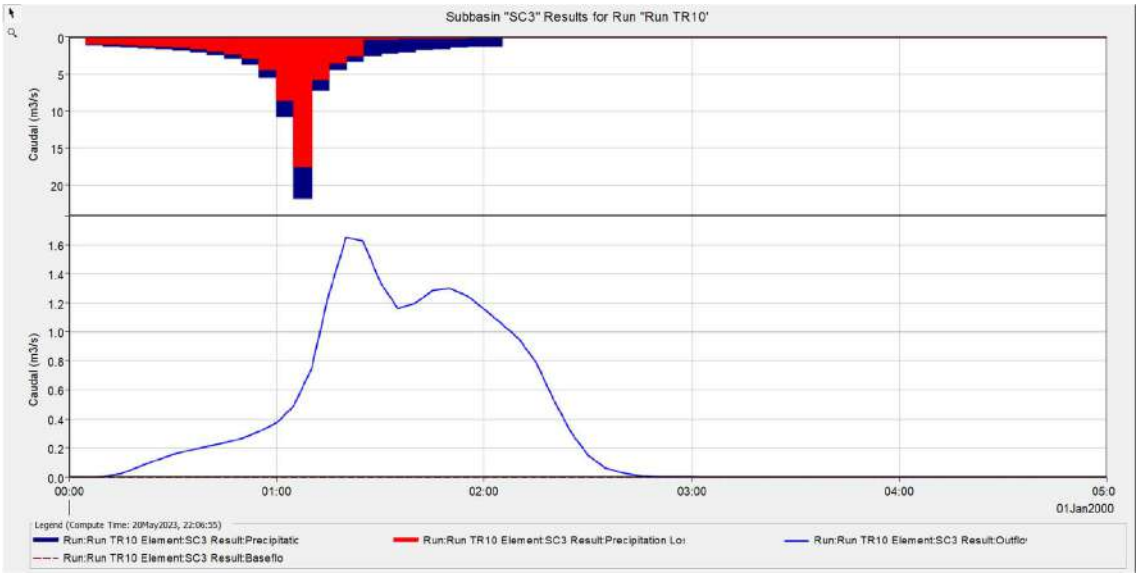


Figura 65 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 3.

Fuente: Elaboración propia.

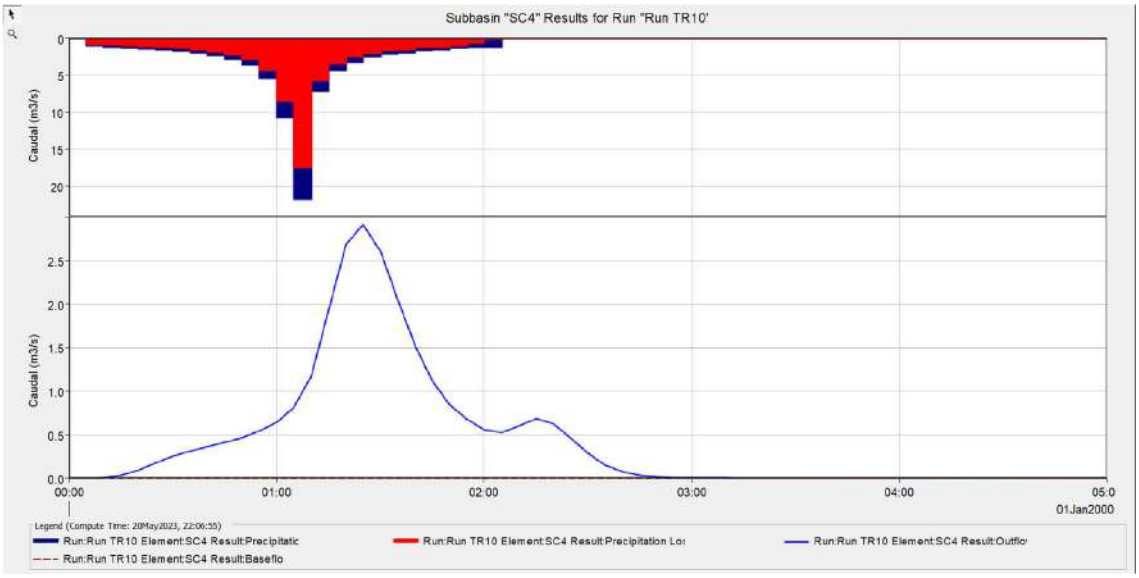


Figura 66 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 4.

Fuente: Elaboración propia.

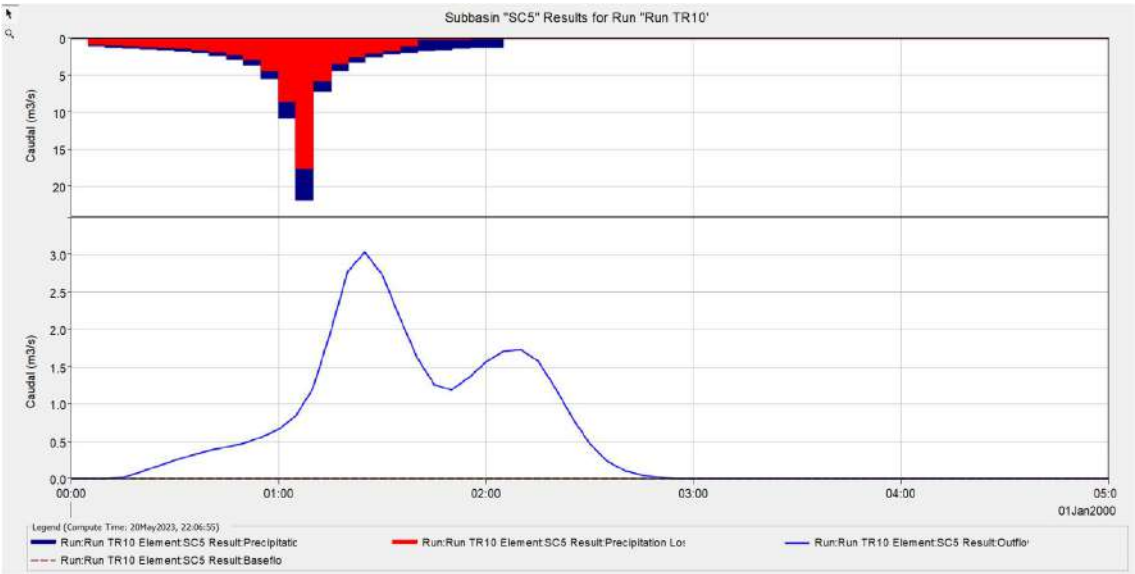


Figura 67 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 5.

Fuente: Elaboración propia.

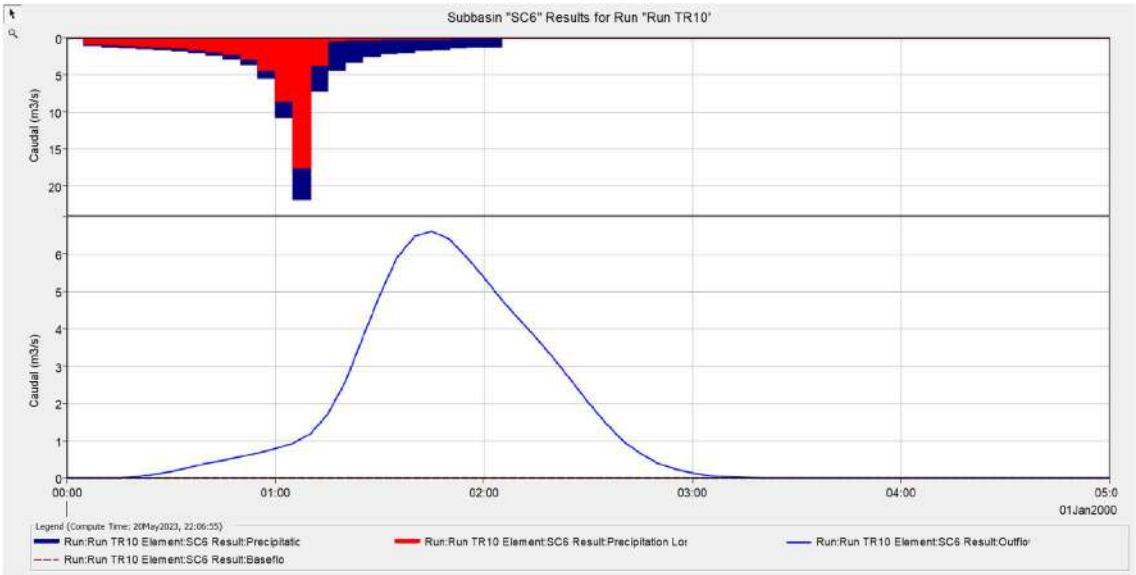


Figura 68 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 6.

Fuente: Elaboración propia.

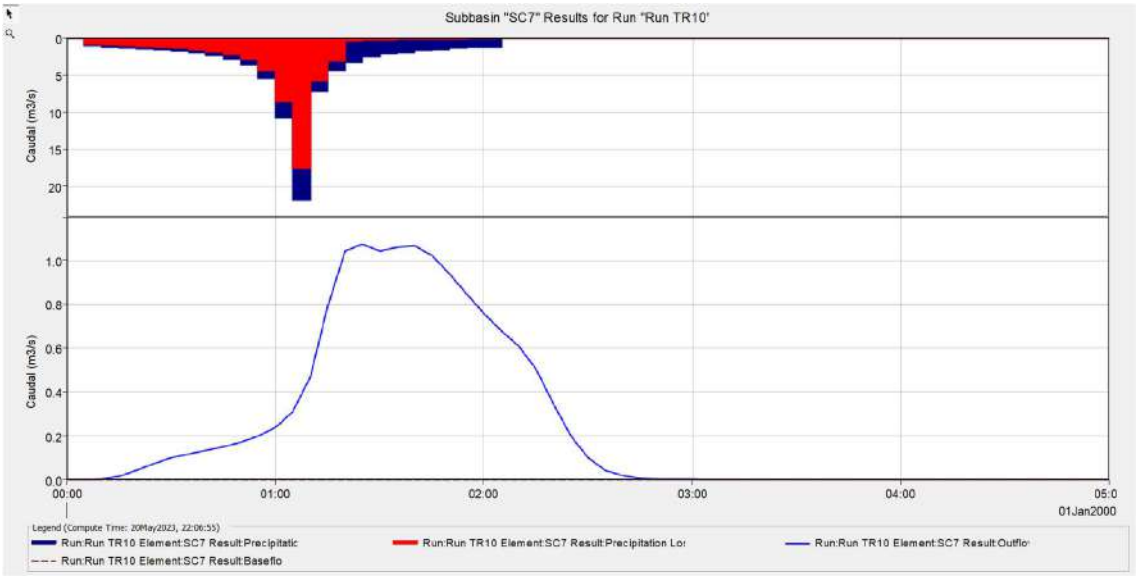


Figura 69 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 7.

Fuente: Elaboración propia.

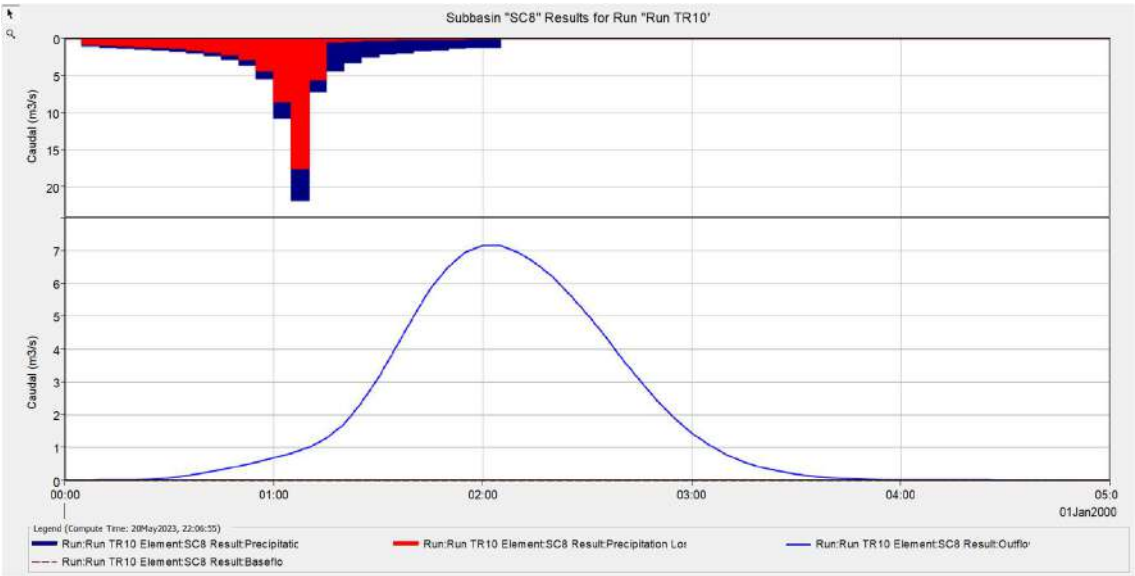


Figura 70 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 8.

Fuente: Elaboración propia.

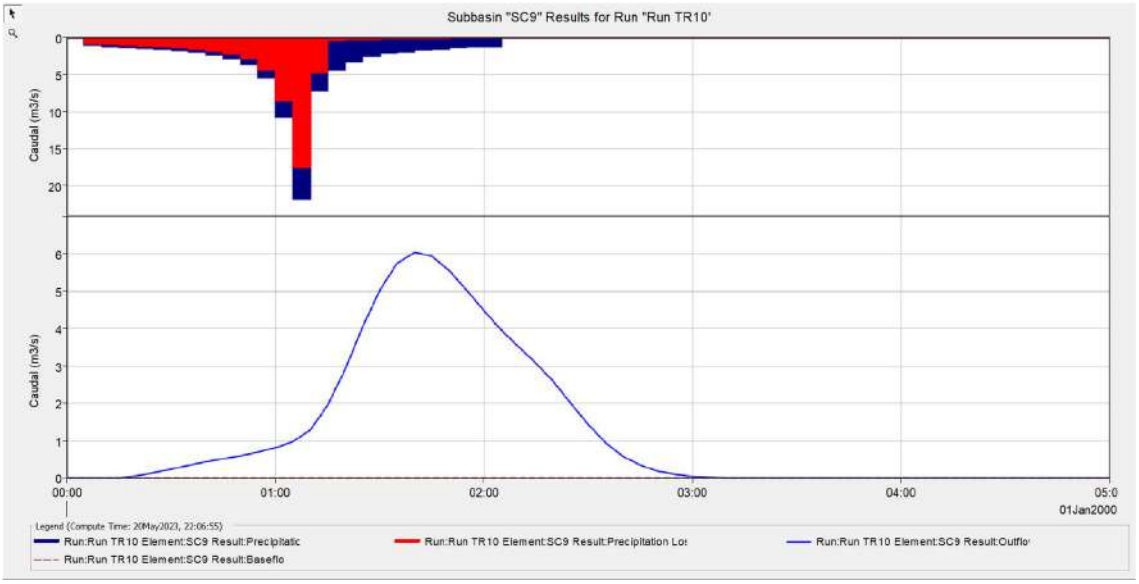


Figura 71 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 9.

Fuente: Elaboración propia.

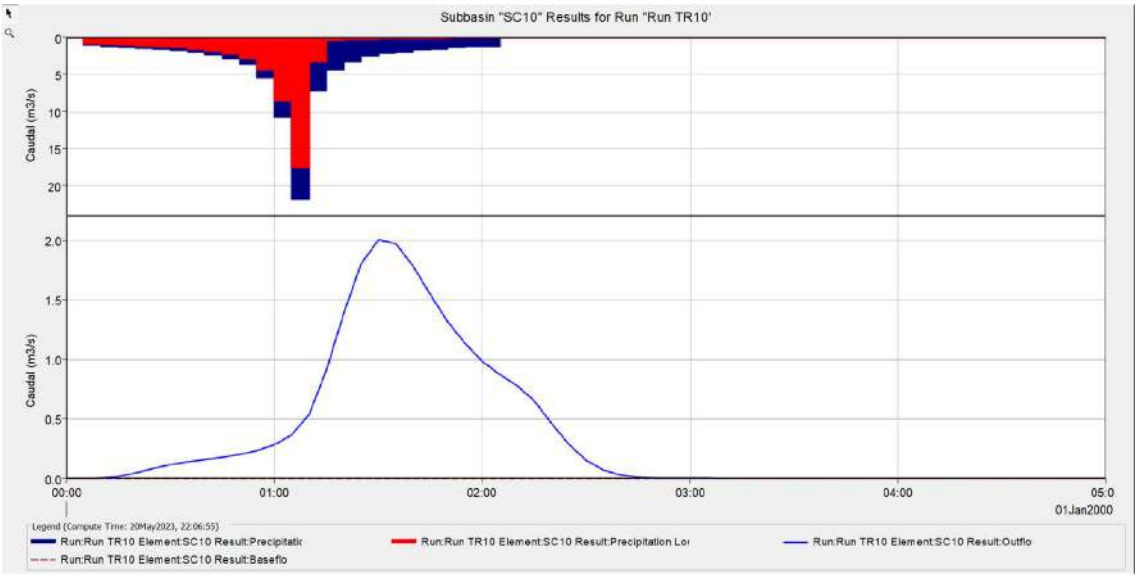


Figura 72 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 10.

Fuente: Elaboración propia.

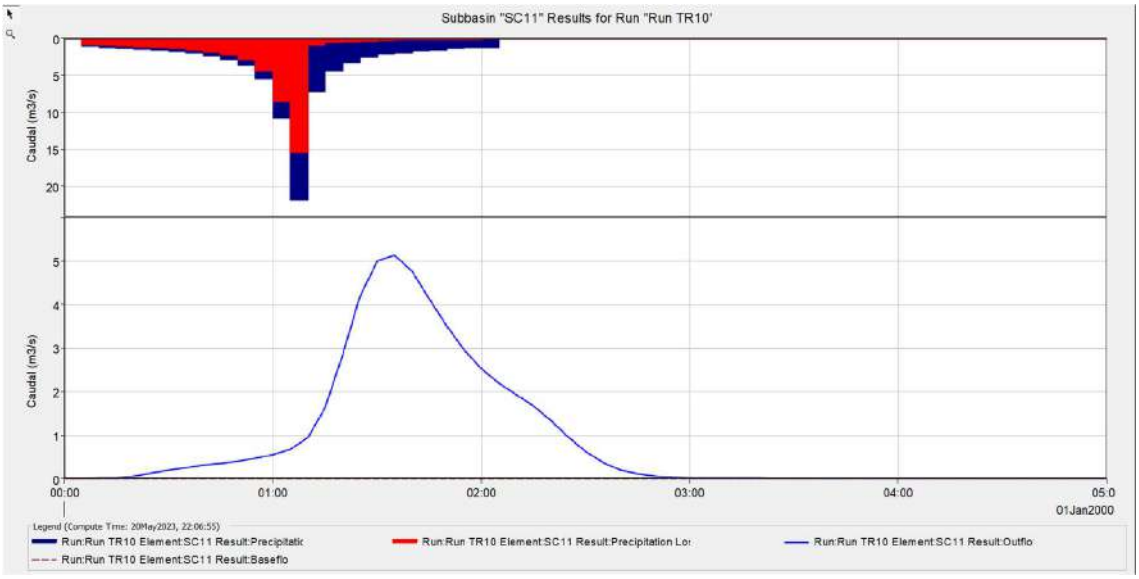


Figura 73 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 11.

Fuente: Elaboración propia.

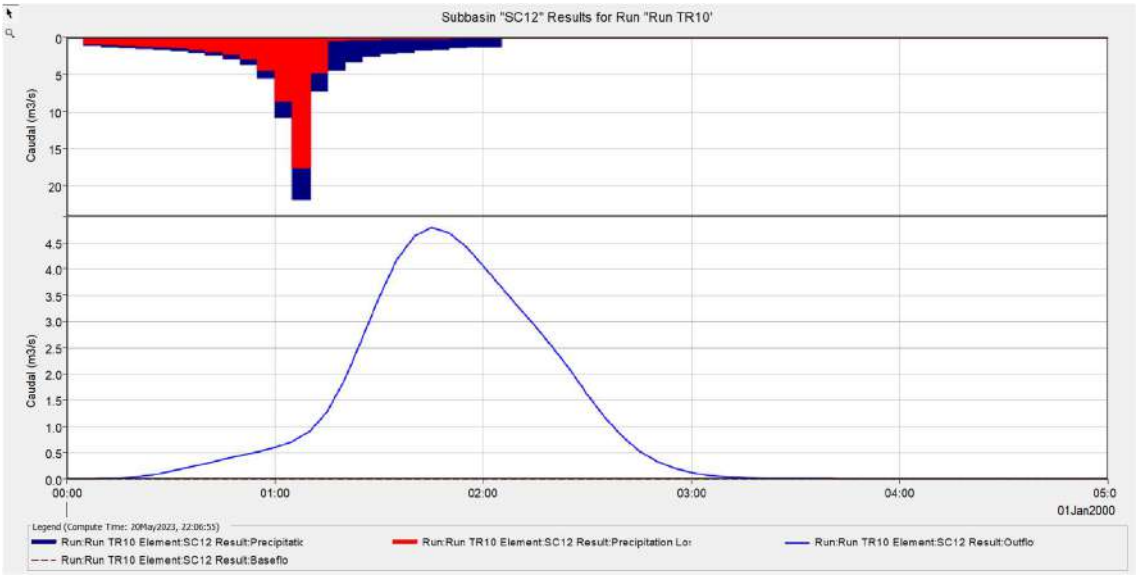


Figura 74 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 12.

Fuente: Elaboración propia.

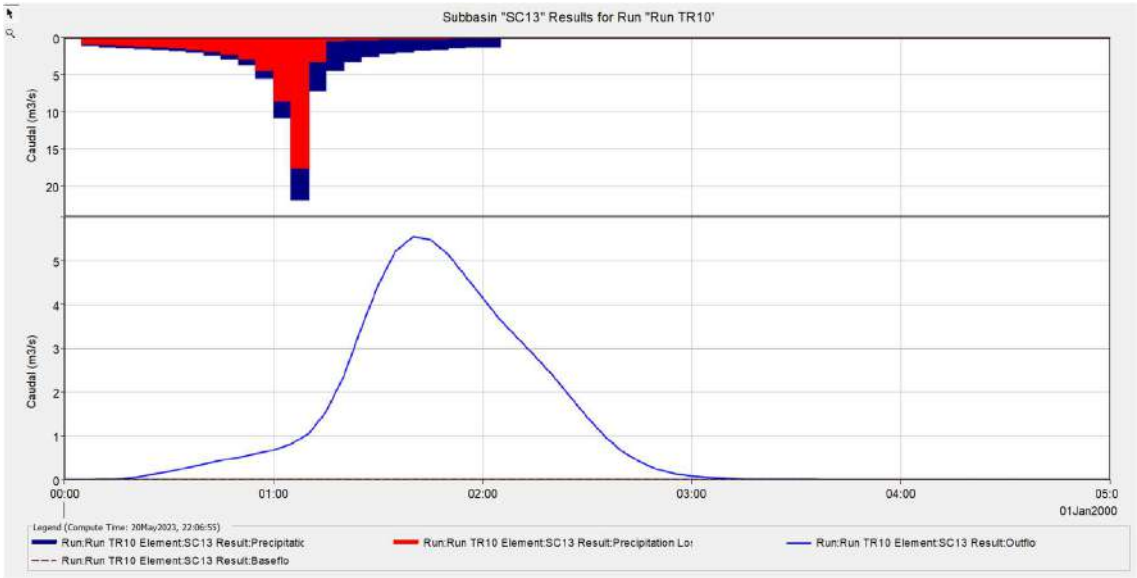


Figura 75 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 13.

Fuente: Elaboración propia.

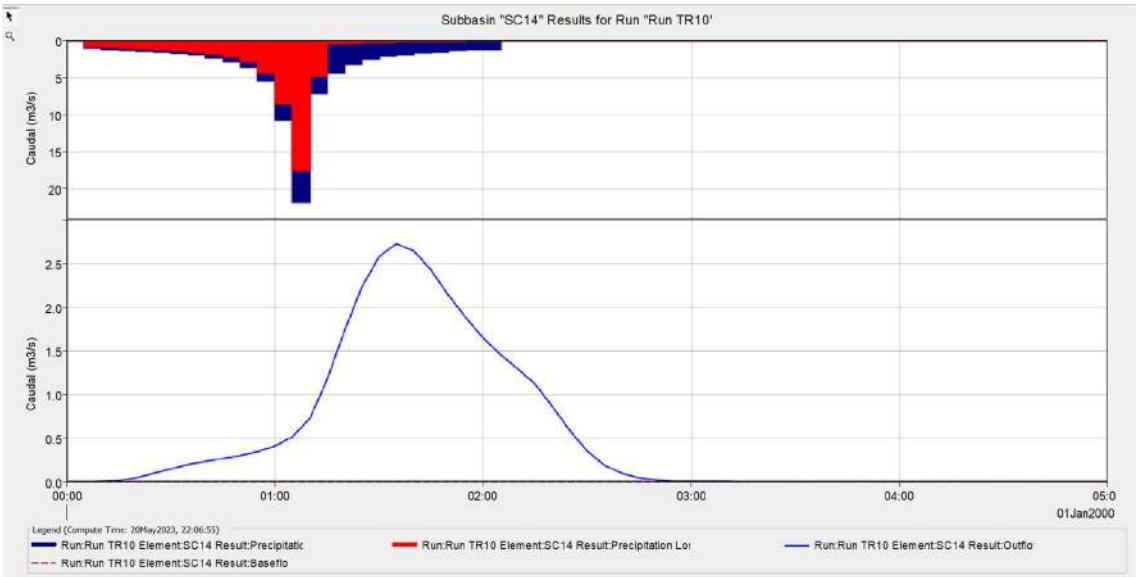


Figura 76 Precipitación vs escorrentía e hidrograma de salida – Subcuenca 14.

Fuente: Elaboración propia.

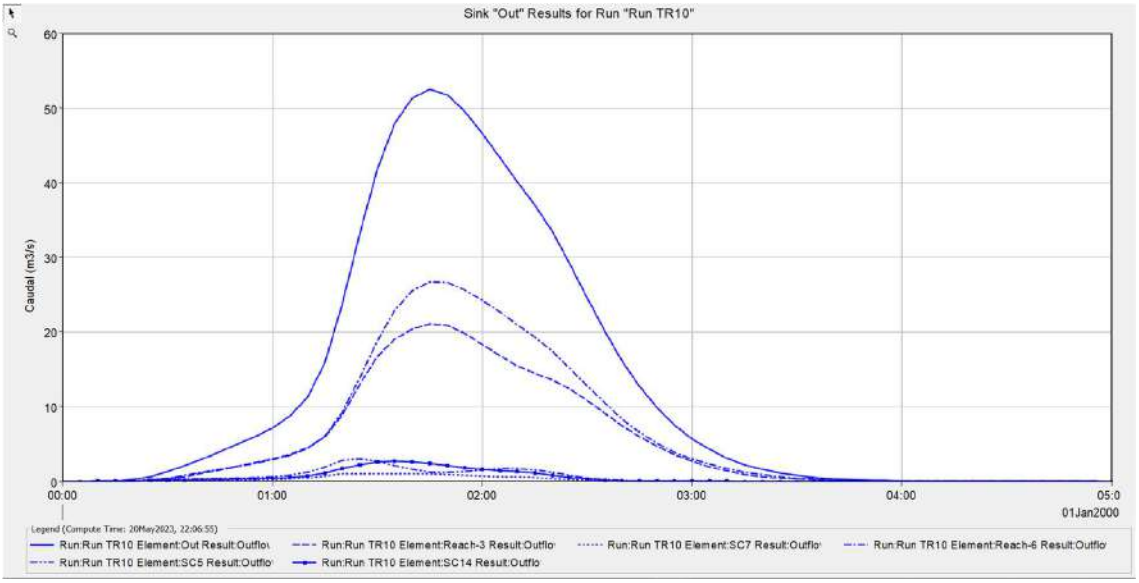


Figura 77 Hidrograma de salida del sistema modelado.

Fuente: Elaboración propia.

12.4 Verificación del diseño de gaviones

Configuración

Estándar - Factor de seguridad

Análisis de muro

Metodología de verificación :	Factores de seguridad (ASD)
Cálculo de la presión activa de la tierra :	Coulomb
Cálculo de la presión pasiva de la tierra :	Caquot-Kerisel
Análisis sísmico :	Mononobe-Okabe
Forma de la cuña de la tierra :	Calcular oblicuo
Excentricidad permitida :	0,333

Factores de seguridad Situación de diseño permanente			
Frente al vuelco :	SF_o =	1,50	[–]
Para resistencia al deslizamiento :	SF_s =	1,50	[–]
Para capacidad portante :	SF_b =	1,50	[–]
Para fuerza de malla :	SF_n =	1,50	[–]

Coeficientes de reducción Situación de diseño permanente		
Para fricción entre bloques :	γ_f =	1,50 [–]

Material de bloques - relleno

Nro.	Nombre	γ [kN/m³]	φ [°]	c [kPa]
1	Material Nro. 1	18,00	30,00	0,00

Material de bloques - malla

Nro.	Nombre	Resistencia Sobresalir R_t [kN/m]	Espacio de malla vert. v [m]	Cap.port. de diaclasa frontal R_s [kN/m]
1	Material Nro. 1	40,00	1,00	40,00

Geometría de la estructura

Nro.	Ancho b [m]	Altura h [m]	Corrimiento a [m]	Material
5	0,50	0,50	0,50	Material Nro. 1
4	1,00	0,50	0,50	Material Nro. 1
3	1,50	0,50	0,50	Material Nro. 1
2	2,00	0,50	0,50	Material Nro. 1
1	2,50	1,00	-	Material Nro. 1

Pendiente Gavión = 0,00 °
Altura completa = 3,00 m
Volumen completo del muro = 5,00 m³/m

Datos del suelo

Arcilla arenosa (CS), consistencia firme
Peso unitario : γ = 20,00 kN/m³
Estado de tensión : efectivo
Ángulo de fricción interna : φ_{ef} = 24,50 °
Cohesión de suelo : c_{ef} = 14,00 kPa
Ángulo de fricción estructura-suelo : δ = 16,00 °
Suelo : granular
Peso unitario de suelo saturado : γ_{sat} = 20,00 kN/m³

Perfil geológico y suelos asignados

Información de posición
Elevación del terreno = 2,50 m
Perfil geológico y suelos asignados

Nro.	Espesor de capas t [m]	Profundidad z [m]	Altitud [m]	Suelo asignado	Trama
1	2,50	0,00 .. 2,50	2,50 .. 0,00	Arcilla arenosa (CS), consistencia firme	
2	-	2,50 .. ∞	0,00 .. -	Arcilla arenosa (CS), consistencia firme	

Cimentación

Tipo de cimentación : suelo desde perfil geológico

Perfil de terreno

Detrás de la construcción el terreno tiene pendiente 1: 5,00 (el ángulo de la pendiente es 11,31 °).
La altura del terraplén es 0,20 m, la longitud del terraplén es 1,00 m.

Influencia del agua

El nivel freático está ubicado debajo de la estructura.

Entrada de sobrecargas de línea

Nro.	Sobrecarga nueva	Sobrecarga cambiar	Acción	Mag.1 [kN/m]	Ord.x x [m]	Profundidad z [m]
1	Si		variable	9,70	1,00	sobre el terreno

Nro.	Nombre
1	Sobrecarga

Resistencia en la cara frontal de la estructura

Resistencia en la cara frontal de la estructura en reposo
Suelo sobre la cara frontal de la estructura - Arcilla arenosa (CS), consistencia firme
Espesor del suelo en la cara frontal de la estructura h = 0,50 m

El terreno en el frente de la estructura es plano.

Configuraciones generales

La presión mínima se considera como $\sigma_{a,min} = 0{,}20\sigma_z$

Configuraciones de la etapa de construcción

Situación de diseño : permanente
Reducción de suelo /del ángulo de fricción suelo : no reduce

Verificación Nro.1

Fuerzas que actúan sobre la construcción

Nombre	F_{hor} [kN/m]	Pto.Apl. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pto.Apl. x [m]	Diseño Coeficiente
Peso - Muro	0,00	-1,12	90,00	1,50	1,000
Resistencia del frente	-1,46	-0,17	0,00	0,00	1,000
Presión activa	18,00	-1,00	1,23	2,50	1,000
Sobrecarga	5,62	-2,33	1,61	2,50	1,000

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco
Momento estabilizador M_{res} = 142,12 kNm/m
Momento de vuelco M_{ovr} = 30,85 kNm/m

Factor de seguridad = 4,61 > 1,50
Muro para vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento
Fuerza horizontal resistente H_{res} = 75,87 kN/m
Fuerza horizontal activa H_{act} = 22,16 kN/m

Factor de seguridad = 3,42 > 1,50
Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA

Capacidad portante del terreno de cimentación

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [–]	Tensión [kPa]
1	-3,99	91,86	18,71	0,000	36,74

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	-3,99	91,86	18,71

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata : Rectángulo

Verificación de excentricidad
Máx. excentricidad de fuerza normal e = 0,000
Máxima excentricidad permitida e_{alw} = 0,333

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata
Max. tensión en el fondo de la zapata σ = 36,74 kPa
Capacidad portante del terreno de cimentación R_d = 76,88 kPa

Factor de seguridad = 2,09 > 1,50
Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Dimensionamiento Nro.1

Fuerzas que actúan sobre la construcción

Nombre	F_{hor} [kN/m]	Pto.Apl. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pto.Apl. x [m]	Diseño Coeficiente
Peso - Muro	0,00	-0,75	45,00	1,25	1,000
Presión activa	8,00	-0,67	0,01	2,00	1,000
Sobrecarga	1,43	-0,89	0,41	2,00	1,000

Verificación de la junta constructiva sobre el bloque Nro.: 1

Verificación de la estabilidad de vuelco
Momento estabilizador M_{res} = 57,09 kNm/m
Momento de vuelco M_{ovr} = 6,60 kNm/m

Factor de seguridad = 8,65 > 1,50
Conjunto para estabilidad de vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento
Fuerza horizontal resistente H_{res} = 26,22 kN/m
Fuerza horizontal activa H_{act} = 9,43 kN/m

Factor de seguridad = 2,78 > 1,50
Junta para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Máxima presión en la base del bloque	=	22,71 kPa
Coef. de Red. para corrimiento del bloque superior	=	0,13
Valor promedio de la presión en el frente	=	5,02 kPa
Resistencia al corte transmitida por fricción	=	17,48 kN/m

Capacidad portante contra presión transversal:

Capacidad portante de la junta	=	40,00 kN/m
Cálculo de estado de tensión	=	2,51 kN/m

Factor de seguridad = 15,94 > 1,50
Comprobar la presión transversal ES SATISFACTORIA

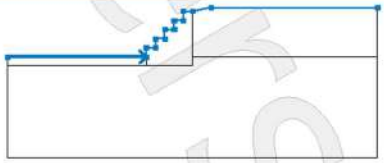
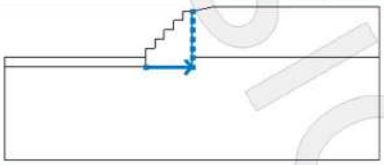
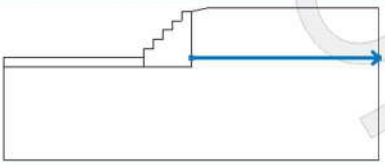
Comprobar la diaclasa entre bloques::

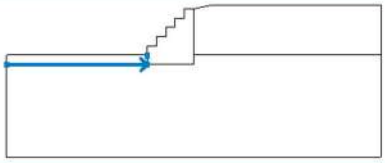
Malla de la capacidad port. del material	=	40,00 kN/m
Cálculo de estado de tensión	=	2,51 kN/m

Factor de seguridad = 15,94 > 1,50
Junta entre bloques ES SATISFACTORIA

Factores de seguridad		
Situación de diseño permanente		
Factor de seguridad :	SF_s =	1,50 [–]

Interfaz

Nro.	Ubicación de la Interfaz	Coordenadas de puntos de interfaz [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	0,00	-2,50	0,00	-2,50	0,50
		-2,00	0,50	-2,00	1,00	-1,50	1,00
		-1,50	1,50	-1,00	1,50	-1,00	2,00
		-0,50	2,00	-0,50	2,50	0,00	2,50
		1,00	2,70	10,00	2,70		
2		-2,50	-0,50	0,00	-0,50	0,00	0,00
		0,00	0,50	0,00	1,00	0,00	1,50
		0,00	2,00	0,00	2,50		
3		0,00	0,00	10,00	0,00		

4		-10,00	-0,50	-2,50	-0,50	-2,50	0,00

Parámetros de suelo - Estado de tensión efectiva

Nro.	Nombre	Trama	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	Arcilla arenosa (CS), consistencia firme		24,50	14,00	20,00

Parámetros de suelo - subpresión

Nro.	Nombre	Trama	γ_{sat} [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	n [–]
1	Arcilla arenosa (CS), consistencia firme		20,00		

Datos del suelo

Arcilla arenosa (CS), consistencia firme

Peso unitario :	γ =	20,00 kN/m³
Estado de tensión :	efectivo	
Ángulo de fricción interna :	φ_{ef} =	24,50 °
Cohesión de suelo :	c_{ef} =	14,00 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat} =	20,00 kN/m³

Cuerpos rígidos

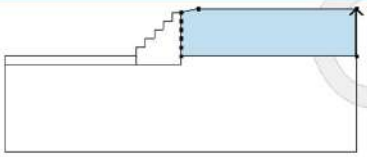
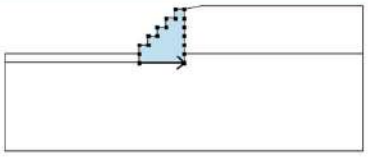
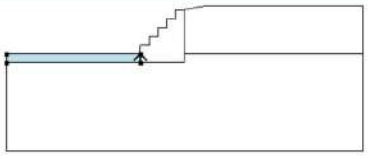
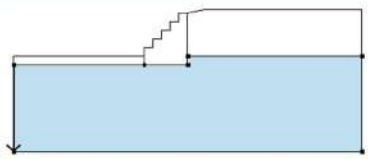
Nro.	Nombre	Patrón	γ [kN/m³]
1	Material de la estructura		18,00

Peso unitario :	γ =	20,00 kN/m³
Estado de tensión :	efectivo	
Ángulo de fricción interna :	φ_{ef} =	24,50 °
Cohesión de suelo :	c_{ef} =	14,00 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat} =	20,00 kN/m³

Cuerpos rígidos

Nro.	Nombre	Patrón	γ [kN/m³]
1	Material de la estructura		18,00

Asignación y superficies

Nro.	Posición de superficie	Coordenadas de puntos de superficie [m]				Asignado
		x	z	x	z	suelo
1		10,00	0,00	10,00	2,70	Arcilla arenosa (CS), consistencia firme
		1,00	2,70	0,00	2,50	
		0,00	2,00	0,00	1,50	
		0,00	1,00	0,00	0,50	
		0,00	0,00			
2		-2,50	-0,50	0,00	-0,50	Material de la estructura
		0,00	0,00	0,00	0,50	
		0,00	1,00	0,00	1,50	
		0,00	2,00	0,00	2,50	
		-0,50	2,50	-0,50	2,00	
		-1,00	2,00	-1,00	1,50	
		-1,50	1,50	-1,50	1,00	
		-2,00	1,00	-2,00	0,50	
		-2,50	0,50	-2,50	0,00	
3		-2,50	-0,50	-2,50	0,00	Arcilla arenosa (CS), consistencia firme
		-10,00	0,00	-10,00	-0,50	
4		-10,00	-0,50	-10,00	-5,50	Arcilla arenosa (CS), consistencia firme
		10,00	-5,50	10,00	0,00	
		0,00	0,00	0,00	-0,50	
		-2,50	-0,50			

Sobrecarga

Nro.	Tipo	Tipo de acción	Ubicación z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Pendiente α [°]	Magnitud q, q_1, f, F, x	Magnitud q_2, z	Magnitud unidad
1	Franja	variable	sobre el terreno	x = 1,00	l = 3,00		0,00	2,50		kN/m²

Sobrecargas

Nro.	Nombre
1	Sobrecarga

Agua

Tipo de agua : Sin presencia de agua

Grieta de tracción

No se ha introducido la grieta de tracción.

Sismo

Sismo no incluido.

Configuraciones de la etapa de construcción

Situación de diseño : permanente

Resultados (Etapa de construcción 1)

Análisis 1

Superficie de deslizamiento circular

Datos de la superficie de deslizamiento						
Centro :	x =	-1,67 [m]	Ángulos :	α_1 =	-33,74 [°]	
	z =	3,95 [m]		α_2 =	74,74 [°]	
Radio :	R =	4,75 [m]				
La superficie de deslizamiento después de la optimización.						

Verificación de estabilidad de taludes (Bishop)

Suma de fuerzas activas : F_a = 83,55 kN/m
Suma de fuerzas pasivas : F_p = 237,48 kN/m

Momento de deslizamiento : M_a = 396,86 kNm/m
Momento estabilizador : M_p = 1128,05 kNm/m

Factor de seguridad = 2,84 > 1,50
Estabilidad del talud ACEPTABLE

13 Bibliografía

[1] V. T. Chow, Maidment, D. y Mays, L., Hidrologia Aplicada, 1994.

[2] M. A., "Hydrologie générale", Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2001.

[3] D. Farías, Una propuesta metodológica para el análisis geo-histórico local, 2005.

[4] U. D. o. Agriculture, Soil Conservation ServiceSoil Conservation Service, 1986.

[5] W. A. y. J. A. C. Miller, "Simplified Equations of unsteady Flow,", 1975.

[6] Muskingum-Cunge, "Muskingum-Cunge method with variable parameters.", 1663-1667..

[7] Ponce, La ecuación de enrutamiento, 1986.

[8] U. D. o. Agriculture, Soil Conservation Service, 1986.

[9] H. Rivera, R. Marin y R. Vanegas, Instituto de Hidrología, Metereología y Estudios Ambientales, 2004.

[10] A. F., *Fundamentos de Hidrología de Superficie,* Balderas, Mexico, Limusa, 1997.

[11] V. T. Chow, «Hydrologic determination of waterway areas for drainage structures in small drainage basins,» *Engrg. Experimental Station, Univ. of Illinois, Urbana, I11, Illinois,* nº 462, 1962.

[12] EULA, Programa Interuniversitario. Di Ricerca Scientifica, Universidad de Concepcion, Concepcion, Chile, 1993.

[13] J. Temez, Cálculo Hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales, Madrid. España: Dirección General de Carreteras, 1978.

[14] D. R. L. Barkau, Los componentes del flujo no permanente., 1992.

[15] U. A. C. o. Engineers., HEC-RAS. River Analysis System, 2010.

[16] Sanchez, Modelación Hidrológica HEC-HM, 2012.

[17] L. A. J. a. D. R. Roesner, Storm Water Management Model User's Manual Version 4: Extran Addendum, Athens, GA: Environmental Research Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency, 1992.

[18] Cowan, Modelo de estimación del coeficiente de rugosidad, 1956.

[19] G. Sotelo, Apuntes de Hidráulica II, Ciudad Universitaria, México D. F.: Departamento de Publicaciones de la Facultad de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México, 1997.

[20] *Sherman,* 1932.

[21] H. &. Dickinson, 1992.

[22] C. (. S. Association), Technical Guide Development, interpretation and use of rainfall intensity-duration-frecuency (IDF) information: Guideline for Canadian water resources practitioners, Ontario, Canadá, 2010.

[23] J. C. Bertoni, «Voces en el fénix,» 11 Enero 2012. [En línea]. Available: https://vocesenelfenix.economicas.uba.ar/la-problematica-de-las-inundaciones-urbanas-el-caso-de-la-cuenca-matanza-riachuelo/.