

Trabajo Fin de Máster

DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE SOLUCIONES EN LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DEL CAMPUS CENTRAL DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA (CARTAGO)

Intensificación: HIDRÁULICA URBANA

Autor:

BRAULIO ENRIQUE UMAÑA QUIRÓS

Director:

DR. IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH

MAYO, 2018



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Resumen del Trabajo de Fin de Máster

Datos del proyecto
Título del TFM en español: DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE SOLUCIONES EN LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DEL CAMPUS CENTRAL DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA (CARTAGO)
Título del TFM en inglés: DIAGNOSIS AND PROPOSAL OF SOLUTIONS IN THE PLUVIAL SEWER NETWORK OF THE CENTRAL CAMPUS OF COSTA RICA INSTITUTE OF TECHNOLOGY (CARTAGO)
Título del TFM en Valenciano: DIAGNÒSTIC I PROPOSTA DE SOLUCIONS EN LA XARXA DE CLAVEGUERAM PLUVIAL DEL CAMPUS CENTRAL DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA (CARTAGO)
Alumno: Braulio Enrique Umaña Quirós E-mail: braulioumanaquiros@gmail.com
Director: Dr. Ignacio Andrés Doménech E-mail: igando@hma.upv.es
Fecha de Lectura: Junio, 2018

Resumen / Resum / Summary

Resumen

El presente trabajo se orientó en realizar un diagnóstico de la red de alcantarillado pluvial del campus central del Instituto Tecnológico de Costa Rica con el fin de detectar sus deficiencias y así proponer una serie de actuaciones para brindar solución. El campus universitario se encuentra al noroeste de la provincia de Cartago, situada dentro de la cuenca del Río Toyogres con un área total de 89.920 ha, pero el área de estudio sobre la red se limita a 28.404 ha.

El modelo de la red fue confeccionado a partir del procesamiento de información espacial (planos de levantamientos topográficos, ortofotos, imágenes satelitales) y sus simulaciones se llevaron a cabo con el software SWMM. La parametrización del modelo matemático se fundamentó en una búsqueda minuciosa en referencias bibliográficas y su respectiva comparación con los usos de suelo y materiales de los conductos existentes. La tormenta de diseño fue obtenida por el método de bloques alternos para un período de retorno de 10 años a partir de una curva de intensidad, duración y frecuencia del Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica.

Se optó por realizar un análisis de sensibilidad para ver el efecto de siete parámetros en los resultados más relevantes y de este modo, dar validez al trabajo. Fueron elegidos el número de curva (CN), porcentaje de área impermeable (%Imperv), coeficientes de rugosidad para el área impermeable (n_{imperv}) y permeable (n_{perv}), láminas de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable (s_{imperv}) y permeable (s_{perv}), y coeficiente de rugosidad para el tránsito hidráulico (n).

Se determinó que el n_{imperv} , el n_{perv} y el s_{perv} resultaron poco sensibles en el modelo, en lo que a escorrentía superficial respecta, pues ninguno de los errores relativos promedio evaluados supera el 4.5%; mientras que el s_{imperv} resultó ser totalmente insensible en todas las simulaciones. Por su parte, los parámetros más importantes fueron el CN, el %Imperv y el n de Manning, pero sus variaciones no reflejaron errores porcentuales promedio mayores al 10%, aun cuando su rango de variación fue muy amplio, como el $\pm 30\%$ para el %Imperv. Por lo tanto, el modelo matemático en SWMM se consideró idóneo para el estudio desarrollado.

En cuanto a las propuestas de actuación se plantearon cuatro opciones, donde las primeras tres se enfocaron en el aumento de la capacidad hidráulica de los conductos (enfoque clásico) y la cuarta en la reducción de la escorrentía. Se concluyó que la Propuesta de solución 4 es la que reúne todos los requisitos necesarios para ser considerada como la más adecuada, la cual, a pesar de presentar un costo en términos económicos mayor, contempla valores añadidos adicionales en materia ambiental (control de la cantidad y mejoras en la calidad de las escorrentías superficiales por su tipología) que las primeras tres soluciones no incluyen. Esta propuesta sustituyó, además de conductos, un total de 9 ha de área impermeable por pavimentos porosos,

de los cuales el 45% son aceras (4 ha) y el restante 55% corresponde a calles y parques (5 ha).

Adicionalmente, se demostró el potencial que tienen las técnicas de drenaje urbano sostenible en la reducción de la escorrentía urbana, esto luego de la simulación con pavimentos permeables dentro del área de estudio. En términos concretos, se obtuvo que la escorrentía superficial total se redujo en un 34% mientras que la infiltración total aumentó en un 92%.

Resum

El present treball està basat en un diagnòstic de la xarxa de clavegueram pluvial del campus central de l'Institut Tecnològic de Costa Rica amb la finalitat de detectar les seves deficiències i així proposar una sèrie d'actuacions a partir de les quals obtindre una solució. El campus universitari es troba al nord-oest de la província de Cartago, situada dins de la conca del Riu Toyogres amb un àrea total de 89.920 ha, però l'àrea d'estudi sobre la xarxa es limita a 28.404 ha.

El model de la xarxa s'ha confeccionat a partir del processament d'informació espacial (aixecaments topogràfics, ortofotos, imatges de satel·lits) i les seves simulacions es van dur a terme amb el programa SWMM. La parametrització del model matemàtic es va fonamentar en una cerca minuciosa de referències bibliogràfiques i la seva respectiva comparació amb els usos de sòl i materials dels conductes existents. La tempesta de disseny va ser obtinguda pel mètode de blocs alterns per a un període de tornada de 10 anys a partir d'una corba intensitat, durada i freqüència de l'Institut Meteorològic Nacional de Costa Rica.

Es va optar per realitzar una anàlisi de sensibilitat per veure l'efecte de set paràmetres en els resultats més rellevants i d'aquesta manera, donar validesa al treball. Van ser triats el nombre de corba (CN), percentatge d'àrea impermeable (% Imperv), coeficients de rugositat per a l'àrea impermeable (n_{imperv}) i permeable (n_{perv}), làmines d'emmagatzematge per a l'àrea impermeable (s_{imperv}) i permeable (s_{perv}), i coeficient de rugositat per al trànsit hidràulic (n).

Va resultar que el n_{imperv} , el n_{perv} i el s_{perv} en realitat eren poc sensibles en el model, en el que a vessament superficial respecta, doncs cap dels errors relatius mitjans evaluats supera el 4.5%; mentre que el s_{imperv} va resultar ser totalment insensible en totes les simulacions. Per tant, els paràmetres més importants van ser el CN, el % Imperv i el n de Manning, però les seves variacions no van reflectir errors percentuals mitjans majors al 10%, tot i que el seu rang de variació va ser molt ampli, com el $\pm 30\%$ per el % Imperv. Per tant, el model matemàtic en SWMM fos l'idoni per a l'estudi desenvolupat.

En quant a les propostes d'actuació es plantejaren quatre opcions, on les primeres tres es van enfocar en l'augment de la capacitat hidràulica dels conductes (enfocament clàssic) i la quarta en la reducció del vessament. Es va observar que la Proposta de



solució 4 és la que reuneix tots els requisits necessaris per ser considerada com la més adequada, a banda de presentar un cost en termes econòmics major, contempla plusos addicionals en matèria ambiental (control de la quantitat i millores en la qualitat dels vessaments superficials per la seva tipologia) que les primeres tres solucions no inclouen. Aquesta proposta va substituir, a més de conductes, un total de 9 ha d'àrea impermeable per paviments porosos, dels quals el 45% són voreres (4 ha) i el restant 55% correspon a carrers i parcs (5 ha).

A més, es va demostrar el potencial que tenen les tècniques de drenatge urbà sostenible en la reducció del vessament urbà, això després de la simulació amb paviments permeables dins de l'àrea d'estudi. En termes concrets, es va obtenir que el vessament superficial total es va reduir en un 34% mentre que la infiltració total va augmentar en un 92%.

Summary

The present work was oriented to make a diagnosis of the pluvial sewer network of the central campus of the Costa Rica Institute of Technology with the purpose of detecting its shortcomings and thus propose a series of actions for to provide solution. The university campus is located to the northwest of the province of Cartago, situated inside of the Rio Toyogres catchment with a total area of 89.920 ha, but the study area over the sewer is limited to 28.404 ha.

The sewer's model was made from of processing of spatial information (topographic survey plans, orthophotos, satellite images) and their simulations were carried out with the SWMM software. The parametrization of the mathematical model was based on a meticulous search in bibliographic references and its respective comparison with the land uses and materials of the existing conduits. The design storm was obtained by the alternative block method for a return period of 10 years from an intensity, duration and frequency curve of the National Meteorological Institute of Costa Rica.

It was decided to perform a sensitivity analysis to see the effect of seven parameters on the most relevant results and in this way, validate the work. The curve number (CN), subcatchment's percent impervious (% Imperv), roughness coefficients for the impermeable area (n_{imperv}) and permeable (n_{perv}), depression storage for the impermeable area (s_{imperv}) and permeable (s_{perv}) were chosen, and roughness coefficient for transit (n).

It was determined that n_{imperv} , n_{perv} and s_{perv} were not very sensitive in the model, in terms of runoff, since none of the average relative errors evaluated exceeded 4.5%; whereas the s_{imperv} proved to be totally insensitive in all the simulations. On the other hand, the most important parameters were CN, % Imperv and Manning's n , but their variations did not reflect average percentage errors greater than 10%, even though their range of variation was very wide, such as $\pm 30\%$ for % Imperv. Therefore, the mathematical model in SWMM was considered suitable for the study developed.



Regarding the proposals for action, four options were proposed, where the first three focused on increasing the hydraulic capacity of the conduits (classic approach) and the fourth on the reduction of runoff. It was concluded that the Solution proposal 4 is the one that meets all the necessary requirements to be considered as the most appropriate, which, despite presenting a cost in greater economic terms, contemplates additional bonuses in environmental matters (control of the amount and improvements in the quality of runoff due to its typology) that the first three solutions do not include. This proposal replaced, in addition to conduits, a total of 9 ha of impermeable area by porous pavements, of which 45% are sidewalks (4 ha) and the remaining 55% corresponds to streets and parking lots (4 ha).

Additionally, the potential of sustainable urban drainage techniques in the reduction of urban runoff was demonstrated, this after the simulation with permeable pavements within the study area. In concrete terms, it was found that total surface runoff was reduced by 34% while total infiltration increased by 92%.

Palabras clave: Diagnóstico, alcantarillado, pluvial, SWMM, SuDS

Paraules clau: Diagnòstic, clavegueram, pluvial, SWMM, SuDS

Keywords: Diagnosis, sewerage, pluvial, SWMM, SuDS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

***“Aquellos que tienen un porqué para vivir pueden
aguantar casi cualquier cómo para lograrlo”***

Viktor Emil Frankl (1905-1997)



TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	1
2	ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN.....	2
3	OBJETIVOS	4
3.1.	Objetivo General.....	4
3.2.	Objetivos Específicos	4
3.3.	Alcance y limitaciones.....	4
4	ÁREA DE ESTUDIO	5
4.1.	Localización geográfica.....	5
4.2.	Descripción de la red de alcantarillado pluvial	6
4.2.1.	Tragantes y pozos.....	6
4.2.2.	Tuberías	7
4.2.3.	Canales	7
4.2.4.	Lago.....	8
4.3.	Información pluviométrica	8
5	MARCO CONCEPTUAL	10
5.1.	Sistema de coordenadas geográficas	10
5.2.	Aspectos normativos y legales en Costa Rica	10
5.2.1.	Caudal de diseño	11
5.2.2.	Intensidad de lluvia	11
5.2.2.1.	<i>Período de retorno de la tormenta de diseño</i>	<i>11</i>
5.2.2.2.	<i>Tiempo de concentración.....</i>	<i>11</i>
5.2.3.	Dimensionamiento de tuberías a gravedad o canal abierto	11
5.2.3.1.	<i>Velocidad</i>	<i>11</i>
5.2.3.2.	<i>Tirante hidráulico máximo</i>	<i>12</i>
5.2.3.3.	<i>Cálculo hidráulico</i>	<i>12</i>
5.2.3.4.	<i>Continuidad de tuberías.....</i>	<i>12</i>
5.2.3.5.	<i>Diámetro mínimo</i>	<i>12</i>
5.3.	Modelo matemático SWMM	12
5.3.1.	Escorrentía superficial.....	14
5.3.2.	Infiltración.....	15
5.3.2.6.	<i>Método del Número de Curva.....</i>	<i>15</i>
5.3.3.	Tránsito hidráulico	16
5.4.	Sistemas de drenaje urbano sostenible (SuDS)	18
5.5.1.	Efecto de la urbanización	19
5.5.2.	Cadena de gestión de los SuDS.....	19



5.5.3.	Tipologías de los SuDS	20
5.5.3.1.	<i>Medidas no estructurales</i>	20
5.5.3.2.	<i>Medidas estructurales</i>	21
5.5.	Programas computacionales	21
6	METODOLOGÍA	24
6.1.	Análisis espacial	24
6.1.1.	Información topográfica	24
6.1.2.	Información geográfica	25
6.2.	Construcción del modelo de la red de alcantarillado.....	30
6.2.1.	Extracción de datos del modelo QGIS	30
6.2.2.	Determinación de parámetros.....	31
6.2.2.1.	<i>Porcentaje de impermeabilidad</i>	31
6.2.2.2.	<i>Coefficientes de rugosidad para el flujo superficial</i>	32
6.2.2.3.	<i>Lámina de almacenamiento en depresiones</i>	33
6.2.2.4.	<i>Ancho característico de la subcuenca</i>	34
6.2.2.5.	<i>Pendiente media de la subcuenca</i>	35
6.2.2.6.	<i>Número de curva</i>	37
6.2.2.7.	<i>Coefficientes de rugosidad para el tránsito hidráulico</i>	37
6.2.2.8.	<i>Curva de almacenamiento del lago</i>	38
6.2.2.9.	<i>Tormenta de diseño</i>	39
6.2.3.	Generación del archivo *.inp	40
6.3.	Análisis de sensibilidad	41
7	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	46
7.1.	Construcción del modelo de la red de alcantarillado.....	46
7.2.	Análisis de sensibilidad	50
7.3.	Diagnóstico de la situación actual de la red de alcantarillado.....	59
7.3.1.	Análisis global de la red de alcantarillado	59
7.3.2.	Análisis local de la red de alcantarillado.....	60
7.3.2.1.	<i>Capacidad hidráulica en conductos</i>	60
7.3.2.2.	<i>Velocidad en conductos</i>	61
7.3.2.3.	<i>Nudos</i>	62
7.3.3.	Conclusiones del diagnóstico	63
8	PROPUESTA DE SOLUCIONES	64
8.1.	Propuesta de solución 1	64
8.2.	Propuesta de solución 2	66
8.3.	Propuesta de solución 3	67
8.4.	Propuesta de solución 4	68



8.5.	Evaluación y comparación de las propuestas	71
8.5.1.	Aspectos hidrológicos e hidráulicos.....	71
8.5.2.	Aspectos económicos	75
8.5.3.	Aspectos ambientales y paisajísticos.....	76
8.6.	Conclusión de las propuestas de soluciones	76
9	CONCLUSIONES GENERALES	77
10	BIBLIOGRAFÍA	79
11	ANEXOS	83
11.1.	Resultados adicionales del análisis de sensibilidad	83
11.2.	Tramos de conducción – Nodos de vertido del análisis de sensibilidad	87
11.3.	Diámetros comerciales utilizados	89
11.4.	Resultados adicionales del modelo SWMM para las soluciones propuestas	90
11.5.	Ubicación espacial de la red de alcantarillado pluvial	94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación geográfica del área de estudio con respecto al territorio de Costa Rica...	5
Figura 2. Vista aérea del campus de la Sede Central del Instituto Tecnológico de Costa Rica.	6
Figura 3. Distribución de la longitud de tubería existente de acuerdo con el diámetro nominal.	7
Figura 4. Distribución de la longitud de tota de los tramos categorizados como canales de acuerdo con su sección transversal.....	8
Figura 5. Lago del campus central del TEC.....	8
Figura 6. Esquema del modelo matemático SWMM.....	13
Figura 7. Esquema conceptual de la producción de escorrentía en SWMM.	14
Figura 8. Los cuatro pilares de los sistemas de drenaje sostenible (SuDS)	18
Figura 9. Proceso hidrológico antes y después del desarrollo urbanístico.....	19
Figura 10. Cadena de gestión de la escorrentía para la aplicación de los SuDS.....	20
Figura 11. Diagrama de flujo ligado a los pasos para la preparación de la información topográfica.....	24
Figura 12. Importación y generación de capas vectoriales de elementos de interés.....	25
Figura 13. Conversión de las capas vectoriales.	26
Figura 14. Tragantes, pozos y red de alcantarillado pluvial.	26
Figura 15. Subcuencas generadas para la red de alcantarillado pluvial.....	27
Figura 16. Simplificación de la red de alcantarillado pluvial.	28
Figura 17. Usos de suelo para las distintas subcuencas.	28
Figura 18. Diagrama de flujo ligado a los pasos para la preparación de la información geográfica.....	29
Figura 19. Tablas de atributos para los elementos delimitados como puntos (tipo vector) en el modelo de QGIS para la construcción de la red de alcantarillado.	30
Figura 20. Tablas de atributos para los elementos delimitados como líneas (tipo vector) en el modelo de QGIS para la construcción de la red de alcantarillado.	30
Figura 21. Tablas de atributos para los elementos delimitados como polígonos (tipo vector) en el modelo de QGIS para la construcción de la red de alcantarillado.	31
Figura 22. Ancho característico de la subcuenca definido para el modelo SWMM.....	34
Figura 23. Pendiente de la subcuenca definida para el modelo SWMM.	36
Figura 24. Hietograma por bloques alternos para un período de retorno de 10 años.	40
Figura 25. Esquema de exportación de datos y generación del archivo *.inp para el modelo de la red de alcantarillado de SWMM.	41
Figura 26. Ubicación de los nodos Jun_CPun_16 y Jun_Pozo_71, empleados para evaluar el análisis de sensibilidad.	44
Figura 27. Visualización de la red de alcantarillado en SWMM y cuadro resumen de los componentes del modelo.....	47

Figura 28. Representación de los elementos hidráulicos de la red de alcantarillado en el modelo SWMM.....	48
Figura 29. Distribución porcentual de los conductos del modelo de la red de alcantarillado en SWMM.....	48
Figura 30. Distribución de las subcuencas del área de estudio de acuerdo con su área.....	49
Figura 31. Variación porcentual del porcentaje de error de continuidad en función del intervalo de cálculo hidráulico en el modelo SWMM.....	50
Figura 32. Comparación gráfica del promedio más menos una desviación estándar en las variables estadísticas definidas en el análisis de sensibilidad, para cada uno de los parámetros del modelo matemático, evaluados para el nodo de desagüe Jun_Pozo_71.	55
Figura 33. Comparación gráfica del promedio más menos una desviación estándar en las variables estadísticas definidas en el análisis de sensibilidad, para cada uno de los parámetros del modelo matemático, evaluados para el nodo de desagüe Jun_CPun_16.	56
Figura 34. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el número de curva en el nodo Jun_Pozo_71. Las curvas corresponden a las simulaciones con el valor asignado del parámetro, su mínimo y su máximo.	57
Figura 35. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el número de curva en el nodo Jun_CPun_16. Las curvas corresponden a las simulaciones con el valor asignado del parámetro, su mínimo y su máximo.	57
Figura 36. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el n de Manning (tránsito hidráulico) en el nodo Jun_Pozo_71. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.	58
Figura 37. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el n de Manning (tránsito hidráulico) en el nodo Jun_CPun_16. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.....	58
Figura 38. Resumen de resultados globales para la red de alcantarillo (A: Continuidad en el flujo de escorrentía superficial - B: Continuidad en el tránsito hidráulico).	59
Figura 39. Estado actual de la capacidad hidráulica en la red para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).....	60
Figura 40. Estado actual de la velocidad del flujo en la red para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).....	61
Figura 41. Estado actual de los nudos de la red por problemas de inundación, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).	62
Figura 42. Variación del nivel del agua en el lago en su estado actual, durante las 12 horas de simulación.	63
Figura 43. Distribución de la longitud de tubería a ser reemplazada de acuerdo con el diámetro nominal en la propuesta de solución 1.	65
Figura 44. Estado de funcionamiento de la red en la propuesta de solución 1, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).	65
Figura 45. Distribución de la longitud de tubería a ser reemplazada de acuerdo con el diámetro nominal en la propuesta de solución 2.	66



Figura 46. Estado de funcionamiento de la red en la propuesta de solución 2, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).	67
Figura 47. Distribución de la longitud de tubería a ser reemplazada de acuerdo con el diámetro nominal en la propuesta de solución 3.	67
Figura 48. Estado de funcionamiento de la red en la propuesta de solución 3, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).	68
Figura 49. Definición del pavimento permeable Pav_Perm_1 en SWMM.	69
Figura 50. Distribución de la longitud de tubería a ser reemplazada de acuerdo con el diámetro nominal en la propuesta de solución 4.	70
Figura 51. Estado de funcionamiento de la red en la propuesta de solución 4, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).	71
Figura 52. Variación del nivel de agua en el lago para el sistema actual de la red y sus diferentes propuestas de solución.	72
Figura 53. Ubicación de los nodos Jun_CPun_16 y Jun_Pozo_32, empleados para evaluar criterios hidráulicos e hidrológicos.	73
Figura 54. Hidrogramas del Nodo Jun_CPun_16 para el sistema actual de la red y sus diferentes propuestas de solución.	74
Figura 55. Hidrogramas del Nodo Jun_Pozo_32 para el sistema actual de la red y sus diferentes propuestas de solución.	75

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Intensidades de precipitación máxima (I) por duración para distintos períodos de retorno (T), para la Estación 73-123 ITCR.	9
Tabla 2. Programas computacionales para modelación de redes de alcantarillado que incluyen técnicas de drenaje urbano sostenible.	21
Tabla 3. Comparación de las herramientas de simulación para las técnicas de drenaje urbano sostenible incluidas en los modelos computacionales.....	23
Tabla 4. Valores asignados de porcentaje de impermeabilidad para los distintos usos de suelo establecidos.	32
Tabla 5. Valores asignados de n de Manning para los distintos usos de suelo establecidos...	33
Tabla 6. Valores asignados de la lámina de almacenamiento en depresiones sobre las zonas impermeables y permeables.	33
Tabla 7. Valores asignados de número de curva (CN) para los distintos usos de suelo establecidos.	37
Tabla 8. Valores asignados de n de Manning para los distintos conductos.	37
Tabla 9. Curvas batimétricas del lago para los años 2007 y 2018.	38
Tabla 10. Intensidades de precipitación para el hietograma de bloques alternos para un período de retorno de 10 años.	40
Tabla 11. Rango de variación en los valores de los parámetros seleccionados del modelo SWMM para el análisis de sensibilidad.	42
Tabla 12. Valores de número de curva (CN) asignado para cada uso de suelo, así como su rango de variación.	43
Tabla 13. Valores del porcentaje de área impermeable (%Imperv) asignado para cada uso de suelo, así como su rango de variación.....	43
Tabla 14. Valores de coeficiente de rugosidad de Manning para el área impermeable (n_imperv) y el área permeable (n_perv), así como su rango de variación.	43
Tabla 15. Valores de la lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable (s_imperv) y el área permeable (s_perv), así como su rango de variación.	43
Tabla 16. Valores de rugosidad de Manning (n) para las distintas secciones y materiales de los conductos, así como su rango de variación.	44
Tabla 17. Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para los distintos parámetros, obtenidos para toda la red de alcantarillado pluvial, correspondientes a la continuidad del flujo de escorrentía.....	53
Tabla 18. Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para los distintos parámetros, obtenidos para toda la red de alcantarillado pluvial, correspondientes a la continuidad del tránsito hidráulico.....	53
Tabla 19. Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para los distintos parámetros medidos en el nodo de desagüe Jun_Pozo_71.	54
Tabla 20. Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para los distintos parámetros medidos en el nodo de desagüe Jun_CPun_16.....	54



Tabla 21. Características de las capas para los pavimentos permeables definidos en el modelo SWMM.....	69
Tabla 22. Indicadores hidráulicos e hidrológicos de las propuestas de solución.....	72
Tabla 23. Resumen de los costos por actividad para cada una de las soluciones propuestas.	75

ABREVIACIONES Y ACRÓNIMOS

BMP: Best Management Practices

CARTA: Costa Rica Airborne Research and Technology Applications

CIRIA: Construction Industry Research and Information Association

CRLN: Costa Rica Lambert Norte (sistema de coordenadas)

CRLS: Costa Rica Lambert Sur (sistema de coordenadas)

CRTM-05: Costa Rica Transversal de Mercator 2005 (sistema de coordenadas)

CRTM-98: Costa Rica Transversal de Mercator 1998 (sistema de coordenadas)

EPA: Environmental Protection Agency

ha: hectárea

IMN: Instituto Meteorológico Nacional

ITCR: Instituto Tecnológico de Costa Rica

Lanamme: Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales

LID: Low Impact Development

LPS: Litros por segundo

Parqueos: término utilizado en Costa Rica para hacer referencia al lugar donde se estacionan los automóviles

PVC: policloruro de vinilo

QGIS: Quantum Geographic Information System

SCS: Soil Conservation Service

SuDS: Sustainable Drainage Systems

SWMM: Storm Water Management Model

TDUS: Técnicas de Drenaje Urbano Sostenibles

TEC: Tecnológico de Costa Rica

Tragantes: término utilizado en Costa Rica para hacer referencia a la estructura que recibe el agua de escorrentía producto de una lluvia. (Conocido en España como imbornal)

UCR: Universidad de Costa Rica

WSUD: Water Sensitive Urban Drainage

*.dwg: DraWinG (tipo de extensión de archivo de dibujo)

*.dxf: Drawing Exchange Format (tipo de extensión de archivo de dibujo)

*.inp: Abaqus Input File (tipo de extensión de archivo de texto)

*.shp: Shapefile (tipo de extensión de archivo de sistemas de información geográfico)

CN: Número de curva (curve number)

%Imperv: Porcentaje de área impermeable de las subcuencas

n_imperv: Coeficiente de rugosidad de Manning correspondiente al área impermeable

n_perv: Coeficiente de rugosidad de Manning correspondiente al área permeable

s_imperv: Lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable

s_perv: Lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área permeable

n: Coeficiente de rugosidad de Manning correspondiente al tránsito hidráulico



E_{Pre_Tot} : Error relativo sobre la precipitación total
 E_{Per_Inf} : Error relativo de las pérdidas por infiltración
 E_{Esc_Sup} : Error relativo de la escorrentía superficial
 E_{Alm_Fin} : Error relativo del almacenamiento final
 E_{Con_FE} : Error relativo del error de continuidad del flujo de escorrentía
 E_{Ent_Flu} : Error relativo de la entrada de flujo
 E_{Sal_Flu} : Error relativo de la salida de flujo
 E_{Per_Inu} : Error relativo de las pérdidas por inundación
 E_{Vol_Alm} : Error relativo del volumen almacenado final
 E_{Con_TH} : Error relativo del error de continuidad del tránsito hidráulico
 E_V : Error relativo volumétrico
 E_{Qp} : Error relativo del caudal pico
 E_{tp} : Error relativo del tiempo pico
Prom: Promedio o media aritmética
SD: Desviación estándar
CV: Coeficiente de variación
 $v_{mín}$: velocidad mínima
 $v_{máx}$: velocidad máxima

Nota:

Se usará el punto como separador decimal en todo el documento, debido al uso del programa computacional SWMM y así no generar confusiones a los lectores a la hora de mostrar y analizar los resultados más relevantes del trabajo.

1 INTRODUCCIÓN

La mayoría de las áreas metropolitanas poseen la característica de que su desarrollo urbano trae consigo el incremento de las superficies impermeables, aspecto que influye directamente en el aumento del volumen de escorrentía, de los caudales máximos y de la concentración de contaminantes en las redes de drenaje; lo que genera consecuencias negativas para los sistemas naturales (Barco, Wong, & Stenstrom, 2008). Este efecto de la urbanización en el medio ambiente es una parte compleja en el ciclo hidrológico, pues afecta a la modificación de sus drenajes, la incautación del agua y la división e implementación de técnicas para el manejo de las aguas pluviales (American Iron and Steel Institute, 1999). El uso de prácticas tradicionales en el desarrollo de la infraestructura ha puesto en riesgo el ambiente destruyendo las zonas de infiltración y amortiguamiento naturales presentes en los ecosistemas (Davis, 2005).

Sumado a esto, se tiene que la mayor parte de las redes de alcantarillado se han construido conforme las nuevas instalaciones así lo requieren, muchas veces sin un adecuado análisis o planificación previos; lo que ocasiona que los conductos destinados al transporte no den abasto y que puedan llegar hasta el colapso en casos más extremos.

Por otro lado, en varias partes del mundo el manejo y diseño de los sistemas de drenajes para aguas pluviales ha empezado a mostrar un mayor interés en involucrar técnicas que fomenten un desarrollo de bajo impacto con el fin de sustituir o reemplazar los métodos convencionales que se practican (Joksimovic & Alam, 2014). Este nuevo enfoque representa un cambio en la manera del desarrollo residencial, comercial e industrial, minimizando así las consecuencias negativas en la ecología local (Davis, 2005).

A este conjunto de soluciones alternativas que han estado surgiendo en lo que a control de cantidad y calidad de escorrentía respecta, se le denomina de distintas maneras a nivel mundial. Es así como en América del Norte toma el nombre de Best Management Practices (BMP) o Low Impact Development (LID), en Australia se conocen como Water Sensitive Urban Drainage (WSUD), en la mayor parte Europa se denominan Sustainable Drainage Systems (SuDS) y concretamente en España como Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS).

Concretamente, los sistemas de drenaje sostenible lo que pretenden es imitar las condiciones naturales que presentaba el ciclo hidrológico antes de los procesos de urbanización, buscando minimizar los efectos ocasionados por las escorrentías urbanas, tanto en aspectos de cantidad como de calidad (Woods-Ballard et al., 2007). Esto se consigue de distintas maneras, ya sea potenciando la infiltración, reteniendo y laminando la escorrentía en origen, almacenando y aprovechando el recurso hídrico. Además, de paso se eliminan contaminantes y mejora el aspecto del paisaje urbano, en aquellos sistemas que empleen vegetación.

En consecuencia, surge la inquietud y necesidad de evaluar una red de alcantarillado pluvial, ubicada en un clima tropical, con el propósito de detectar deficiencias y proponer una serie de actuaciones empleando en ellas técnicas de desarrollo urbano sostenible. Además, esto serviría como un modelo piloto para analizar su viabilidad en redes de mayor tamaño y complejidad.

2 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Costa Rica es un país pequeño con apenas 51 100 kilómetros cuadrados, localizado en la parte central de América. A pesar de tener un territorio pequeño, presenta una topografía sumamente variada, pues existe un eje montañoso que lo recorre longitudinalmente en casi toda su extensión (J. Solano & Villalobos, 2012). Sumado a esto, se tiene la presencia de vientos del noreste (comúnmente llamados vientos alisios) a los cuales se le atribuye la mayor responsabilidad de las precipitaciones que se generan (Retana & Villalobos, 2003), y las cuales debido a sus fuertes intensidades, tienen un impacto considerable en las obras de drenaje de las carreteras (Orozco & Gerardo, 2007) y de alcantarillado pluvial, así como en inundaciones en ciertos puntos del país.

Por otro lado, se tiene que la mayor parte de las redes de drenaje han tenido un desarrollo no planificado, adecuándose simplemente a las necesidades del momento y conforme el proceso de urbanización se expande, predominando la ausencia de estudios hidrológicos para su adecuada planificación y diseño como debería ser. Además, este efecto de crecimiento urbanístico desencadena una disminución en la capacidad de infiltración del agua de lluvia como consecuencia de la impermeabilización del suelo (García Haba, Perales Momparler, & Andrés Doménech, 2011), lo cual sumado a la existencia de alcantarillados desajustados a las condiciones reales, genera problemas en la ciudades, de los cuales Costa Rica no ha sido exento.

En 2017, las fuertes lluvias de la época lluvia en el país causaron pérdidas materiales por inundaciones (viviendas, vehículos y afectación a puentes) y pérdidas humanas, específicamente cobrándose la vida de una persona arrastrada por los incrementos de caudal en uno de los principales ríos de la provincia de Cartago, el Río Toyogres (H. Solano, 2017a, 2017b; Ugarte, 2017).

Es así como surgen los modelos hidrológicos para la simulación de eventos de precipitación-escorrentía, pérdidas por infiltración y procesos de tránsito hidráulico; los cuales recrean estos procesos naturales por medio de expresiones matemáticas (Fernández-Soto & Peña-Cortés, 2016). También, dichos modelos son una gran herramienta para el diagnóstico de redes de alcantarillado urbanas (Boyko & Treebushny, 2006).

No obstante, para tener confianza sobre los resultados de un modelo y considerar que su predicción de los fenómenos reales es satisfactoria, se pueden realizar procedimientos de calibración (Méndez Morales, 2012b) y análisis de sensibilidad. Esto parte del hecho de la clasificación de los datos de entrada (input) al modelo, los cuales se podrían clasificar en datos medibles y datos sujetos a calibración. Los primeros se asumen como exentos de error y se considera su valor como el correcto, mientras que para los segundos, se deben realizar operaciones matemáticas hasta conseguir el valor más apto (Choi & Ball, 2002).

También, desde hace algunos años se pone en práctica una serie de técnicas de bajo impacto ambiental, las cuales son una forma alternativa a la clásica gestión de aguas pluvias realizada a lo largo del tiempo en las ciudades, buscando una atenuación de los impactos de la urbanización por medio de la reducción de la escorrentía generada en un evento de lluvia (Jato-Espino,

Charlesworth, Bayon, & Warwick, 2016). Su base se fundamenta en una gestión de las aguas pluviales que se enfoca en minimizar los riesgos derivados de las escorrentías urbanas (tanto en calidad como en cantidad), al mismo tiempo que pretenden maximizar el valor que se le da a las soluciones (Woods-Ballard et al., 2007).

En España por ejemplo, existen lineamientos como la Directiva Marco del Agua 2000/60/CE, que exigen que las técnicas de desarrollo sostenible sean tomadas en cuenta en el diseño de las obras de drenaje urbano (García Haba et al., 2011). Costa Rica por su parte, carece de legislación de este tipo, y se considera que sería de suma importancia su implementación, más cuando se ha caracterizado a nivel mundial como un país que protege firmemente el ambiente.

Teniendo todo esto en cuenta, el efecto de la urbanización y la existencia de redes de drenaje un poco obsoletas es que se decide realizar el presente estudio, el cual desarrolla un diagnóstico de la red de alcantarillado pluvial del campus central del Instituto Tecnológico de Costa Rica y a partir de las conclusiones de ese diagnóstico plantea una serie de actuaciones para brindar solución. Dentro de esas propuestas se contempla desde la clásica actuación consistente en la ampliación de la capacidad hidráulica de las secciones de los conductos, hasta la implementación de SuDS por medio de superficies permeables. Esto último se hace con la finalidad de demostrar el potencial que tienen estas técnicas de desarrollo medioambientales en lo que a reducción de escorrentías urbanas respecta, y así, incentivar su futuro uso en los procesos de planificación y diseño de obras civiles, sin dejar de lado que pueden aplicarse en acciones de rehabilitación de espacios físicos también.

3 OBJETIVOS

3.1. Objetivo General

- ✓ Diagnosticar la red de alcantarillado pluvial del campus central del Instituto Tecnológico de Costa Rica, para proponer soluciones y evaluar el potencial de los SuDS en la reducción de la escorrentía urbana.

3.2. Objetivos Específicos

- ✓ Generar un modelo de la red de alcantarillado pluvial a partir de información básica suministrada y el uso de sistemas de información geográfica.
- ✓ Realizar un análisis hidrológico e hidráulico de la red de alcantarillado pluvial con el propósito de identificar las zonas que presentan problemas.
- ✓ Analizar y proponer alternativas de mejores sobre la red actual, al realizar las modificaciones necesarias en el modelo, así como la evaluación de técnicas de desarrollo urbano sostenibles.
- ✓ Realizar una evaluación hidráulica, hidrológica, económica y ambiental de las medidas planteadas.

3.3. Alcance y limitaciones

Para el desarrollo de este estudio, se tuvieron en cuenta los siguientes alcance y limitaciones:

- El área de análisis se limita solamente a la red de alcantarillado pluvial del campus universitario de la Sede Central del Instituto Tecnológico de Costa Rica, razón por la cual, tanto las conclusiones son válidas únicamente para dicha red. No obstante, las recomendaciones pueden abarcar un sector de interés mayor, dado que el proyecto en gran medida ha sido planteado como modelo piloto.
- La información espacial de partida fue limitada, razón por la cual fue necesario recurrir a otras herramientas como procesamiento de imágenes satelitales para extraer los datos necesarios en la construcción del modelo matemático de la red.
- La información pluviométrica utilizada proviene de un estudio elaborado por el Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica que data del año 2011.
- No se realizaron visitas de campo.
- La legislación nacional de Costa Rica fue tomada en consideración para el planteamiento tanto del análisis de la red como para la emisión de las soluciones propuestas.
- El estudio se limita al empleo única y exclusivamente del modelo SWMM para la simulación hidrológica e hidráulica de la red de alcantarillado, por lo que no se llevó a cabo ninguna comparación con ningún otro software.
- Todos los programas computacionales empleados en el desarrollo de este trabajo son de dominio público o se contaba con su respectiva licencia de estudiante.
- El análisis estadístico confeccionado para los datos resultantes, asumen condiciones de parametricidad.

4 ÁREA DE ESTUDIO

4.1. Localización geográfica

El área de estudio se encuentra al noroeste de la provincia de Cartago, en Costa Rica, situada dentro de la cuenca del Río Toyogres. Corresponde concretamente al campus de la Sede Central del Instituto Tecnológico de Costa Rica (ITCR) con un área total de 89.920 hectáreas, superficie que se extiende desde los $9^{\circ}51'08''$ hasta los $9^{\circ}51'17''$ de latitud Norte, y entre los $83^{\circ}54'31''$ y $83^{\circ}54'46''$ de longitud Oeste.

La altitud sobre el nivel del mar para el campus de la universidad ronda los 1 435 m, a tan solo 24 kilómetros de distancia de San José que es la capital de Costa Rica. En cuanto a su clima, se cataloga como tropical húmedo, aunque se considera poco más templado por sus condiciones geográficas, presentando temperaturas frescas a lo largo del año que oscilan entre los 15 y 26 grados centígrados (TEC, 2010).

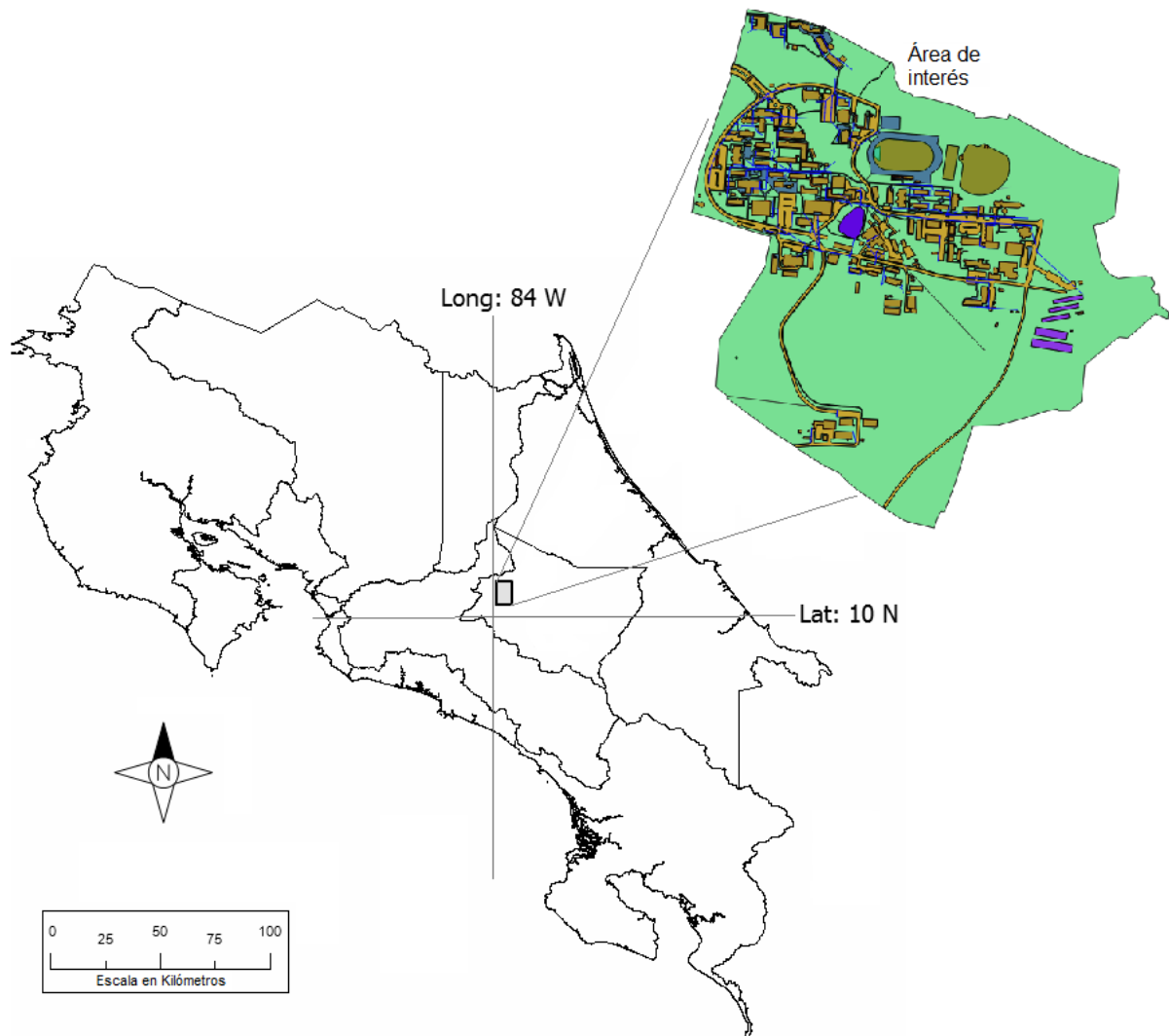


Figura 1. Ubicación geográfica del área de estudio con respecto al territorio de Costa Rica.
Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con un estudio realizado por Villalobos y Retana, basándose en registros obtenidos por la estación 73-048 Linda Vista del Instituto Meteorológico desde 1952 hasta el 2003 (Retana & Villalobos, 2003), la zona presenta una influencia destacadamente caribeña, en donde los vientos alisios del noreste son los principales responsables en generar las precipitaciones. A pesar de que no existe una evidente diferencia entre las épocas seca y lluviosa para el país, los autores delimitaron dos períodos lluviosos para el Valle del Guarco de Cartago, uno que va de mayo a junio y el otro desde septiembre hasta noviembre. Además, se estima que anualmente la precipitación promedio oscila entre los 1270 y 1530 mm.



Figura 2. Vista aérea del campus de la Sede Central del Instituto Tecnológico de Costa Rica.
Fuente: (TEC, 2010)

4.2. Descripción de la red de alcantarillado pluvial

Es una red que inició su proceso de construcción en el año 1977, y desde entonces, al igual que lo ha hecho la infraestructura del Instituto Tecnológico de Costa Rica, ha sufrido un constante crecimiento. Aun así, se destaca que el sistema de alcantarillado principal se ejecutó en dos etapas importantes, la primera en el año antes mencionado, contemplando principalmente el sector perimetral, el canal de sección trapezoidal y el lago, y la segunda etapa en 1980, en la cual se construyó el eje interno (tuberías paralelas al pasillo techado central del TEC).

4.2.1. Tragantes y pozos

Los tragantes son los elementos de captación de la escorrentía superficial mientras que los pozos son los elementos de conexión de los tramos de tuberías a lo largo de la red. En este caso, se contaba con sus respectivas cotas de tapa y fondo, información básica e indispensable para su posterior modelación.

Dentro de la categoría de tragantes (imbornales si se emplea su término en España) se incluyen aquellas cajas de registro en las cuales se recibe la tubería de desagüe pluvial de los edificios

del campus universitario. De ahí que su número total de elementos resulte tan grande, con 613 unidades (entre tragantes y cajas de registro). Por su parte, se obtuvo un total de 72 pozos pluviales.

4.2.2. Tuberías

La red cuenta con una amplia gama de diámetros, que van desde los 100 mm hasta los 1200 mm, en materiales de plástico y concreto. Su longitud total de conductos de sección circular es de 8 2723 metros, de los cuales, los diámetros más representativos son el de 200 mm con un 28.15% y el diámetro 300 mm con un 29.21% del total. La siguiente figura muestra la distribución de las longitudes clasificadas de acuerdo con su diámetro nominal.

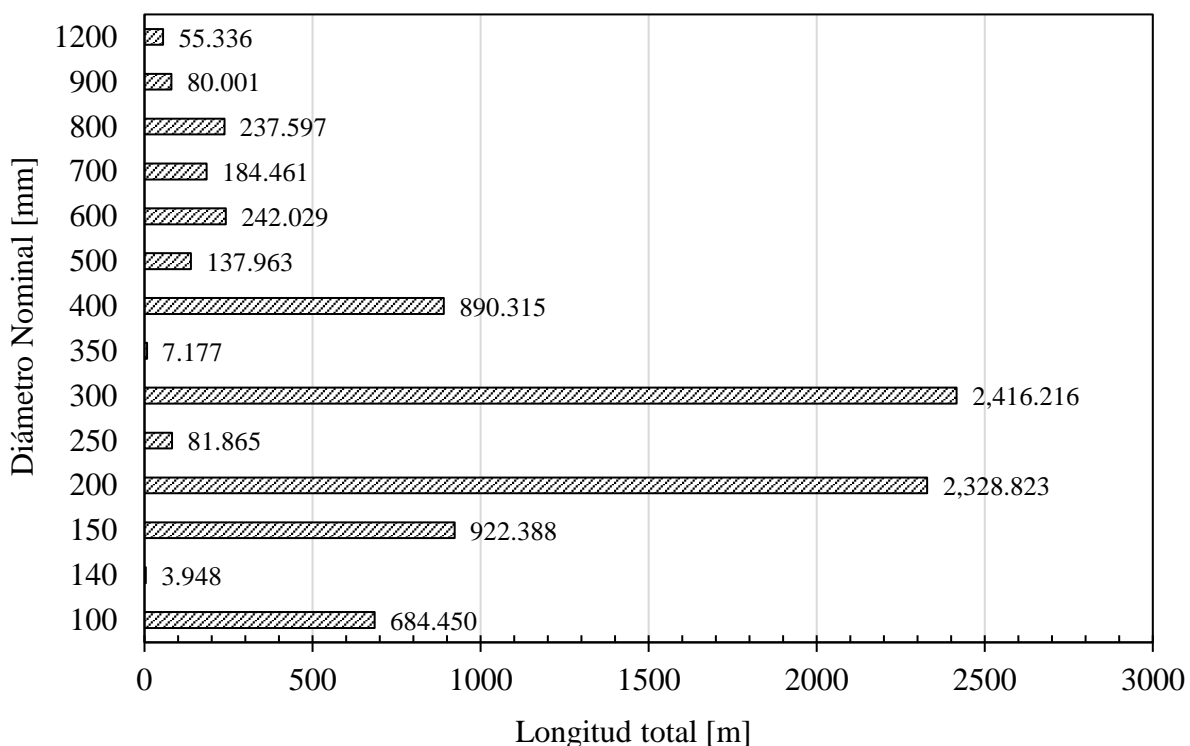


Figura 3. Distribución de la longitud de tubería existente de acuerdo con el diámetro nominal.

4.2.3. Canales

En esta categoría se incluyen los caños pluviales, cunetas y canales como tal, subdivididos a su vez de acuerdo con su sección transversal. En la red se poseen cuatro geometrías: parabólica, triangular, rectangular y trapezoidal, siendo esta última la que atrae la mayor atención cuando se visita el campus del TEC.

En términos globales se puede hablar de casi 663 metros de longitud total, predominando con un 52% la sección trapezoidal con 346.552 m, tal y como se puede apreciar en la [Figura 4](#).

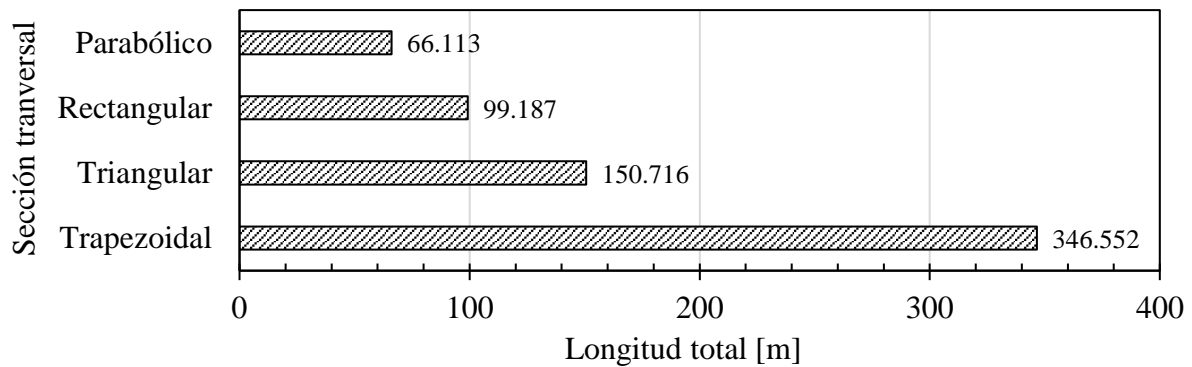


Figura 4. Distribución de la longitud de tota de los tramos categorizados como canales de acuerdo con su sección transversal.

4.2.4. Lago

Es un cuerpo de agua con un área superficial de 3 520 m², el cual recibe las aguas pluviales recolectadas y transportadas por el canal trapezoidal (el de mayor sección de la red). Su presencia le da un agradable aspecto al campus de la institución como se aprecia en la siguiente figura.



Figura 5. Lago del campus central del TEC.

Fuente: (Mora Pérez, 2017)

4.3. Información pluviométrica

Dentro del área de estudio delimitada, se cuenta con la estación meteorológica automática 73-123 ITCR perteneciente al Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica (IMN), ente que desarrolló, en conjunto con el Ministerio de Ambiente, Energía y Telecomunicaciones

(MINAET), distintas curvas de intensidad, duración y frecuencia¹ (curvas IDF) para la estación mencionada mediante la aplicación del Método de Distribución de Gumbel a una serie de datos de 14 años de registro (ver **Tabla 1**). Los datos de precipitación acumulados utilizados se limitaron a datos de tiempo de 5, 10, 15 y 30 minutos.

El mismo estudio aplicó el Método Analítico para obtener una ecuación matemática, la cual resultó con un coeficiente de determinación (R^2) de 0.964. La ecuación es la que se muestra:

$$I = \frac{152.08 \cdot T^{0.111}}{D^{0.274}} \dots\dots\dots \text{Ecuación 1}$$

Donde,

- I : Intensidad [mm/h]
- T : Período de retorno [años]
- D : Duración [min]

Tabla 1. Intensidades de precipitación máxima (I) por duración para distintos períodos de retorno (T), para la Estación 73-123 ITCR.

Duración [min]	I [mm/h]						
	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años	T = 250 años	T = 500 años
5	111.17	122.35	136.48	146.95	157.35	171.05	181.39
10	97.47	108.10	121.54	131.51	141.4	154.43	164.26
15	88.46	98.33	110.81	120.07	129.26	141.36	150.49
30	66.53	73.76	82.89	89.67	96.4	105.26	111.95

Fuente: (Rojas Morales, 2011)

Es importante recalcar que, para Costa Rica, se ha demostrado que la distribución de Gumbel posee una acertada capacidad para el ajuste y aproximación de los valores pico de precipitación, en distintos períodos de retorno, aspecto que fundamentó el estudio del IMN (Rojas Morales, 2011). Debido a esto, las tormentas de diseño utilizadas en este trabajo se basan en la aplicación de la Ecuación 1.

¹ “Curvas de Intensidad Duración Frecuencia de algunas estaciones meteorológicas automáticas” (Rojas Morales, 2011)

5 MARCO CONCEPTUAL

5.1. Sistema de coordenadas geográficas

En Costa Rica, a lo largo de los años, se han utilizado varios sistemas para referenciar los datos geoespaciales, entre los que se encuentran Lambert Norte (CRLN), Lambert Sur (CRLS), Costa Rica Transversal de Mercator 1998 (CRTM-98) y Costa Rica Transversal de Mercator 2005 (CRTM-05), donde este último es el sistema oficial desde junio del 2007 (Fallas, 2008). La divulgación oficial se llevó a cabo el 06 de junio del 2007, por medio del Decreto N° 33797 publicado en el periódico La Gaceta (Gobierno de Costa Rica, 2007), la cual establece las siguientes características:

- Meridiano Central 84° Oeste
- Paralelo Central 0°
- Coordenada Norte de origen 0 metros
- Coordenada Este de origen 500 000 metros
- Factor de escala 0.9999

Según Fallas (2008), el mismo decreto establece que *“el datum horizontal oficial es el CR05, el cual está enlazado al Marco Internacional de Referencia Terrestre (ITRF2000) del Servicio Internacional de Rotación de la Tierra (IERS) para la época de medición 2005.83, asociado al elipsoide del Sistema Geodésico Mundial (WGS84)”*. Además, el mismo autor indica que el nivel de referencia vertical continúa siendo el nivel medio del mar según las observaciones mareográficas realizadas entre 1940 y 1960.

5.2. Aspectos normativos y legales en Costa Rica

El país cuenta con una Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento y Pluvial; la cual fue publicada el viernes 22 de setiembre del 2017, en el periódico oficial La Gaceta N°180. El objetivo de dicha norma, tal y como lo establece el documento es: *“La presente Norma Técnica establece requisitos técnicos generales aplicables a los sistemas de abastecimiento de agua potable, de recolección, tratamiento y disposición de aguas residuales de tipo ordinario, considerando además los aportes por aguas de infiltración y aguas residuales tratadas de tipo especial, que cumplan con los límites máximos permisibles establecidos en el Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales vigente y, los sistemas de recolección y disposición de aguas pluviales.”* (Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, 2017)

Específicamente en el apartado de sistemas pluviales, la norma indica que éste debe diseñarse como un sistema separado del sistema de alcantarillado sanitario, involucrando en sus aspectos contenidos topográficos, hidrológicos, así como de tipos de suelos de la zona del proyecto. En cuanto a la descarga final del agua de lluvia recolectada a un cuerpo receptor, debe tomarse en cuenta el nivel probable de las avenidas, con la finalidad de garantizar que el desfogeo se realice

sin problemas, pero que el flujo no genere alteraciones en la margen opuesta. Además, el documento presenta unas guías para realizar ciertos cálculos hidrológicos e hidráulicos necesarios, tales como:

5.2.1. Caudal de diseño

Se propone emplear el método racional, presentando detalle de la distribución de las áreas tributarias, así como los aportes externos que existan.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

..... Ecuación 2

Donde,

- Q : Caudal de escorrentía [m^3/s]
- C : Coeficiente de escorrentía [-]
- I : Intensidad de la lluvia de diseño [mm/h]
- A : Área a drenar [ha]

5.2.2. Intensidad de lluvia

La intensidad de la lluvia debe ser calculada en función del período de retorno de la tormenta de diseño y del tiempo de concentración. Para su obtención, se pueden utilizar curvas de intensidad, duración y frecuencia seleccionadas por el diseñador, siempre y cuando la información es aplicable a la zona de estudio y que además esté sustentada en datos suministrados por el Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica u otro organismo competente en esta materia.

5.2.2.1. Período de retorno de la tormenta de diseño

El período de retorno mínimo será de 10 años.

5.2.2.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración mínimo, al inicio de cada ramal que tenga un pozo o tragante en el cual se genere un aporte de escorrentía de lluvia, será de 10 minutos.

5.2.3. Dimensionamiento de tuberías a gravedad o canal abierto

5.2.3.1. Velocidad

- La velocidad mínima de un tramo entre dos pozos pluviales debe ser de al menos de 0.6 m/s, para que así se garantice una fuerza de atracción mínima de $0.10 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (1 Pa), con una capacidad del 85% de la tubería.
- La velocidad máxima real debe ser de 5.0 m/s en los tramos entre pozos de registro pluviales, permitiéndose hasta los 7.0 m/s en el tramo final.
- Para velocidades superiores a los 5.0 m/s solo se permiten tuberías de concreto reforzado, una resistencia a la compresión del concreto de $345 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

5.2.3.2. Tirante hidráulico máximo

El valor máximo permisible del tirante hidráulico será del 85% del diámetro interno de la tubería.

5.2.3.3. Cálculo hidráulico

Su diseño será en lámina libre, utilizando preferiblemente la ecuación de Manning.

5.2.3.4. Continuidad de tuberías

No se podrá reducir el diámetro de las tuberías en la dirección del flujo de escorrentía.

5.2.3.5. Diámetro mínimo

- Si el material posee un coeficiente de rugosidad n de Manning menor o igual al del PVC, el diámetro nominal mínimo será de 375 mm.
- Si el material es polietileno de alta densidad o concreto, el diámetro nominal mínimo será de 400 mm.
- Las tuberías que unen los tragantes con los pozos de registro deben poseer un diámetro nominal mínimo de 300 mm cuando el tragante es de una sola parrilla. Si el tragante es de dos o tres parrillas, el diámetro nominal mínimo será de 400 mm.

5.3. Modelo matemático SWMM

El modelo computacional por el cual se optó para realizar el diagnóstico y evaluación de la red fue el software para gestión de aguas pluviales SWMM, cuyas siglas derivan de Storm Water Management Model desarrollado por la EPA (Environmental Protection Agency) de los Estados Unidos de Norteamérica. Fue desarrollado en 1971 y desde entonces ha sufrido una gran cantidad de mejoras, incluyendo además ciertas aplicaciones hasta llegar a la versión actual SWMM 5.1.012, la cual debido a su estructura en sí y su interfaz de usuario amigable, sin dejar de lado que es de dominio público, han facilitado su acceso a una nueva generación de hidrólogos, ingenieros y especialistas en el manejo de los recursos hídricos (Gironas, Roesner, & Davis, 2009); tanto a nivel de investigación como de ejercicio profesional.

Concretamente, el SWMM se define como un modelo dinámico de simulación de escorrentía, ya sea para un evento específico o para una simulación continua en período extendido, incluyendo parámetros de cantidad así como de calidad, principalmente para el análisis y gestión de redes de drenaje en zonas urbanas (Rossman, 2015); no obstante, su uso se extiende también a colectores unitarios, redes sanitarias y otros sistemas de drenaje. En su estructura básica y fundamental, SWMM consta de dos módulos principales, el módulo hidrológico o de escorrentía y el módulo hidráulico o de transporte. El primero funciona como una cuenca o una serie de cuencas en las cuales se da el evento de precipitación y se genera la escorrentía de éstas. Por su parte, el segundo módulo lo que realiza es un análisis del recorrido del agua que circula por una red de tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento, estaciones de bombeo y/o elemento reguladores (Rossman, 2015).

Se puede agregar además, que el SWMM forma una red de drenaje con una ordenación dendrítica a través de la combinación de elementos tipo vector como líneas y nudos (Méndez Morales, 2012b), en la cual, el flujo generado por la escorrentía puede ser conducido entre subáreas, entre subcuencas o entre puntos del sistema (Rossman, 2015). Sin embargo, flujos externos pueden ser introducidos en la modelación de la red por medio de tuberías, canales, unidades de almacenamiento o tratamiento, y otras estructuras de control (Rossman, 2015). De manera esquemática, la Figura 6 muestra el mecanismo de SWMM.

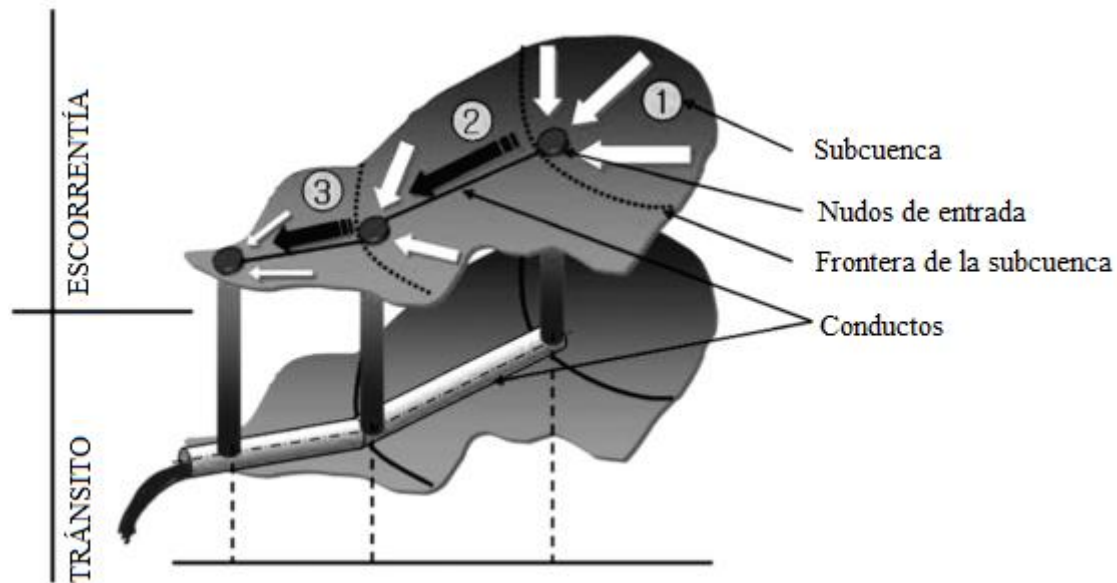


Figura 6. Esquema del modelo matemático SWMM

Fuente: (Park, Lee, Park, & Ha, 2008)

De forma resumida, el modelo SWMM plasma una amplia gama de procesos hidrológicos e hidráulicos de forma de compartimentos, en los que se pueden citar principalmente (Méndez Morales, 2012b; Peterson & Wicks, 2006):

- Rain: encargada de la gestión y la distribución espacial de la precipitación, ya sea por medio del ingreso de hidrogramas unitarios o series temporales.
- Runoff: función de transformación del proceso de precipitación en escorrentía, el cual es de tipo conceptual (semidistribuido) a partir de los planteamientos del modelo de onda cinemática de Chezy-Manning.
- Groundwater: responsable de los cálculos de nivel de humedad del subsuelo como aportes de aguas subterráneas.
- Extran: función dedicada al tránsito hidráulico, tomado en un sistema unidireccional (1D), el cual resuelve el sistema de ecuaciones de Saint-Venant concebido para el flujo a presión o flujo en lámina libre gradualmente variado.
- Transport: sección destinada al estudio del transporte y destino de contaminantes en la escorrentía urbana.
- Treatment: apartado que permite estimar el nivel de tratamiento y de calidad de las aguas de escorrentía a partir de un esquema establecido previamente.

5.3.1. Escorrentía superficial

El proceso de transformación de lluvia a escorrentía superficial es asumido de una forma semidistribuida, puesto que la cuenca es subdivida en subcuencas o áreas tributarias con características consideradas como homogéneas (Méndez Morales, 2012b). Según Park *et al.* (2008), lo anterior supone que los parámetros asociados a cada subcuenca permanecen constantes.

Por su parte, en lo que al balance de masas respecta, el SWMM lo define a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = R - Et - I - Q$$

..... Ecuación 3

Donde²,

$\frac{\Delta S}{\Delta t}$: Cambio de almacenamiento con respecto al tiempo [L/T]

R : Precipitación [L/T]

Et : Evapotranspiración [L/T]

I : Pérdidas por infiltración [L/T]

Q : Tasa de flujo [L/T]

Tal y como se puede observar en la Figura 7, cada una de las subcuencas delimitadas en el modelo matemático es tratada como un depósito no lineal donde las entradas de caudal provienen de los diferentes tipos de precipitación (lluvia, nieve) o de otra subcuenca aguas arriba. Por el otro lado, las salidas de flujo corresponden a la infiltración, la evaporación y la escorrentía superficial.

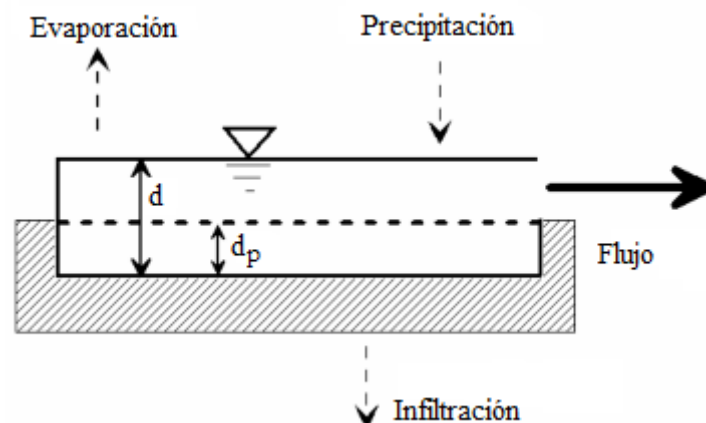


Figura 7. Esquema conceptual de la producción de escorrentía en SWMM.

Fuente: (Rossman, 2015)

Es importante añadir que la capacidad de almacenamiento de cada uno de los depósitos se representa por medio de la altura de almacenamiento en depresión, la cual a su vez está influenciada por la humedad antecedente del suelo, así como del tipo y uso del suelo.

² Considerar la “L” unidades de longitud y la “T” unidades de tiempo, dentro de los paréntesis cuadrados.

Concretamente, sólo se generará flujo de escorrentía (Q) cuando el nivel del agua (d) en el reservorio supere la máxima capacidad de almacenamiento en depresión (d_p). Dicho flujo es obtenido basándose en el modelo de onda cinemática, bajo los planteamientos de Chezy-Manning, así:

$$Q = \frac{W \cdot (d - d_p)^{5/3} \cdot (S_0)^{1/2}}{n}$$

..... Ecuación 4

Donde³,

Q : Flujo de escorrentía [L^3/T]

W : Ancho característico del plano [L]

d : Nivel de agua [L]

d_p : Nivel de capacidad máxima de agua [L]

S_0 : Pendiente promedio de la subcuenca [-]

n : Coeficiente de rugosidad de Manning para la superficie [$T/L^{1/3}$]

5.3.2. Infiltración

El proceso de infiltración corresponde al suceso en el cual el agua llovida penetra la superficie del terreno de los suelos no saturados en las zonas permeables de la cuenca (Rossman, 2015). SWMM cuenta con tres modelos para el cálculo de las pérdidas por infiltración, los cuales se citan a continuación:

- Ecuación de Horton
- Método Green-Ampt
- Método del Número de Curva

De acuerdo con Méndez Morales (2012), la selección del modelo depende en gran medida de la cantidad y calidad de información de los suelos con la que se cuente del área de estudio, siendo un factor limitante y el cual, para este estudio, declinó la decisión hacia el método del Número de Curva.

5.2.3.6. Método del Número de Curva

Es un modelo que fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de Norteamérica (conocido por sus siglas SCS que derivan del inglés Soil Conservation Service), el cual se basa en un dato adimensional denominado número de curva (Villón Béjar, 2013). Este número es un parámetro empírico definido para la estandarización de curvas de escorrentía directa acumulada en función de la precipitación, obtenidas en un estudio realizado por el SCS para una gran cantidad de cuencas experimentales (Chow, Maidment, & Mays, 1988). No obstante, algunos investigadores le adjudican una limitación importante por su carácter empírico, pues indican que para intervalos temporales densos es posible que el número asignado no resulte representativo (Camorani, Castellarin, & Brath, 2005).

³ Considerar la “L” unidades de longitud y la “T” unidades de tiempo, dentro de los paréntesis cuadrados.

De manera muy general, este método de pérdidas por infiltración calcula la precipitación neta a partir de la precipitación acumulada, la cobertura vegetal, el uso del suelo y la condición de humedad antecedente que presenta el suelo (US Army Corps of Engineers, 2000). Por su parte, el número de curva (de ahora en adelante se emplearán las siglas CN por su nombre en inglés) puede tener un valor que oscila entre 0 y 100, donde su máximo corresponde para un cuerpo de agua. Su relación matemática se establece por medio de la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{[CN \cdot (P + 50.8) + 5080]^2}{CN \cdot [CN \cdot (P - 203.2) + 20320]}$$

..... Ecuación 5

Donde,

P_e : Precipitación en exceso o neta [mm]

P : Precipitación de la tormenta [mm]

CN : Número de curva [-]

Además, si el área tributaria que se está analizando presenta varios usos de suelos, el CN se puede ponderar de esta manera:

$$CN_{Pond} = \frac{\sum_{i=1}^n CN_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

..... Ecuación 6

Donde,

CN_{Pond} : Número de curva ponderado [-]

A_i : Área correspondiente al tipo de suelo “ i ” [m²]

CN_i : Número de curva correspondiente al tipo de suelo “ i ” [-]

i : Índice correspondiente a cada tipo de suelo

n : Número total de tipos de suelo presentes en la subcuenca

5.3.3. Tránsito hidráulico

El SWMM simula el transporte del agua para cualquiera de los tipos de conductos, basándose en las ecuaciones de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, aplicando esto para el flujo turbulento, gradualmente variado de Saint Venant (Rossman, 2015). De acuerdo con Chow, Maidment & Mays (1988), es necesario realizar las siguientes suposiciones para poder deducir las ecuaciones de Saint Venant:

- El flujo es unidimensional, donde tanto la profundidad y velocidad varían solo en la dirección longitudinal del conducto.
- El flujo varía de forma gradual a lo largo del conducto, de tal forma que la presión hidrostática prevalece y la componente de aceleración en el sentido vertical se puede despreciar.
- El eje longitudinal del conducto se puede asumir como una línea recta.
- La pendiente del conducto es pequeña y su superficie es firme, lo que descarta los efectos de socavación y deposición que pueda sufrir.
- Los coeficientes de resistencia empleados en flujo uniforme permanente se pueden aplicar (ecuación de Manning).

- El fluido es incompresible con una densidad constante en todo su recorrido.

De forma general, se puede decir que las ecuaciones de Saint Venant representan un sistema de dos ecuaciones diferenciales de primer orden moderadamente no lineal (Marco Segura, 2017). Las expresiones matemáticas (Chow et al., 1988) son las que se muestran a continuación:

- Ecuación de *momentum*:

$$\frac{\delta v}{\delta t} + v \frac{\delta v}{\delta x} + g \left(\frac{\delta y}{\delta x} - S_0 - S_f \right) = 0$$

..... Ecuación 7

- Ecuación de *continuidad*:

$$\frac{\delta Q}{\delta x} + v \frac{\delta A}{\delta t} = 0$$

..... Ecuación 8

Donde⁴,

v : Velocidad [L/T]

x : Distancia longitudinal [L]

y : Nivel de agua en la sección, conocido como tirante o calado [L]

t : Tiempo [T]

g : Aceleración de la gravedad [L/T²]

S_0 : Pendiente del conducto [-]

S_f : Pendiente del plano de fricción [-]

A : Área de la sección transversal [T²]

Q : Caudal [L³/T]

El SWMM deja a criterio del usuario la elección del método de cálculo para aplicar las ecuaciones de Saint Venant o sus simplificaciones, dependiendo con qué nivel de detalle quiere obtener los resultados. Es así como el modelador puede seleccionar entre los siguientes métodos:

- Régimen permanente. Es el método más sencillo para simular el comportamiento que se produce en los conductos que transportan agua en lámina libre, asumiendo que en cada incremento de tiempo el flujo es uniforme: Esto le permite trasladar el hidrograma de entrada agua abajo, con apenas un ligero retardo y cambio en su forma (Rossman, 2015). Solamente se puede emplear para redes de drenaje ramificadas, en las que solo poseen un conducto aguas abajo.
- Onda cinemática. En este caso, tanto la ecuación de continuidad como la ecuación de *momentum* (una versión simplificada) es resuelta en cada tramo de conducción. Permite además que exista una variación tanto en el flujo como en el área, en el tiempo o en el espacio; lo que induce una atenuación en los hidrogramas de los nudos de desagüe respecto con los registrados en los nudos de entrada (Rossman, 2015). Dentro de sus deficiencias se destacan que no es posible calcular los resaltos hidráulicos, las pérdidas

⁴ Considerar la “L” unidades de longitud y la “T” unidades de tiempo, dentro de los paréntesis cuadrados.

en los pozos de registro, condiciones de flujo a presión, restringiendo su uso únicamente a sistemas ramificados.

- Onda dinámica. Este método resuelve las dos ecuaciones de Saint Venant por medio de un método iterativo de diferencias finitas, pues como bien se sabe, no existe solución analítica (Méndez Morales, 2012a). Debido a esto, se supone en teoría que es el modelo que más se aproxima a la realidad, de tal modo que, si algún conducto entra en carga, la ecuación de Chezy-Manning se ajusta con los parámetros necesarios de Hazen-Williams o Darcy-Weisbach, con el fin de considerar las pérdidas por fricción (Rossman, 2015).

Dentro de sus ventajas destacan:

- ✓ Puede representar el flujo presurizado.
- ✓ Puede incluir el almacenamiento en los conductos.
- ✓ Puede contemplar los resaltos hidráulicos.
- ✓ Puede incluir las pérdidas en la entrada y salida de los pozos de registro.
- ✓ Puede simular el flujo inverso.
- ✓ Se puede aplicar a redes ramificadas y malladas.

5.4. Sistemas de drenaje urbano sostenible (SuDS)

Los SuDS constituyen desde hace algunos años, una forma alternativa a la clásica gestión de aguas pluvias realizada a lo largo de los años en las ciudades, reduciendo con esto los impactos de la urbanización por medio de la reducción de la escorrentía generada en un evento de lluvia (Jato-Espino et al., 2016). Su base se fundamenta en una gestión de las aguas pluviales que se enfoca en minimizar los riesgos derivados de las escorrentías urbanas (tanto en calidad como en cantidad), al mismo tiempo que pretenden maximizar el valor que se le da a las soluciones (Woods-Ballard et al., 2007). Esto se puede resumir en cuatro pilares, los cuales se representan en la siguiente figura.

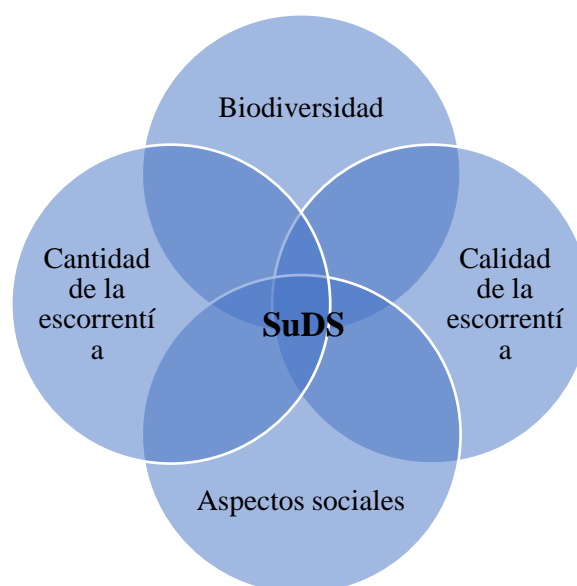


Figura 8. Los cuatro pilares de los sistemas de drenaje sostenible (SuDS)

Fuente: (Andrés Doménech, 2017)

Concretamente, los sistemas de drenaje sostenible lo que pretenden es imitar las condiciones naturales que presentaba el ciclo hidrológico antes de los procesos de urbanización, buscando minimizar los efectos ocasionados por las escorrentías urbanas, tanto en aspectos de cantidad como de calidad (Woods-Ballard et al., 2007). Esto se logra a través de las siguientes actuaciones⁵, las cuales engloban la filosofía de los SuDS.

- Reducción de las tasas de escorrentía, lo que a su vez disminuye los riesgos por inundación aguas abajo.
- Reducción de volúmenes de escorrentía adicionales que tienden a incrementarse como resultado de la urbanización y los cuales generan riesgos de inundación.
- Fomento de la recarga de aguas subterráneas, para minimizar los impactos en los acuíferos y en el flujo base de los ríos.
- Reducción de las concentraciones de los contaminantes en una tormenta, brindando así protección a los cuerpos de agua que reciben el líquido captado y transportado.
- Contribución en los aspectos estéticos y paisajísticos de las áreas desarrolladas.
- Generación de hábitats para la vida silvestre en áreas urbanas.

5.5.1. Efecto de la urbanización

El desarrollo de las áreas urbanas trae consigo el incremento de las superficies impermeables, lo que en consecuencia altera la respuesta natural de la cuenca y sus patrones o comportamientos de drenaje, disminuye considerablemente la infiltración y en contraparte aumentan la escorrentía superficial acarreando problemas de inundación y de contaminación de aguas (Rodríguez-Sinobas, Zubelzu, Perales-Momparler, & Canogar, 2017). La figura siguiente muestra gráficamente este proceso de transformación en la naturaleza.

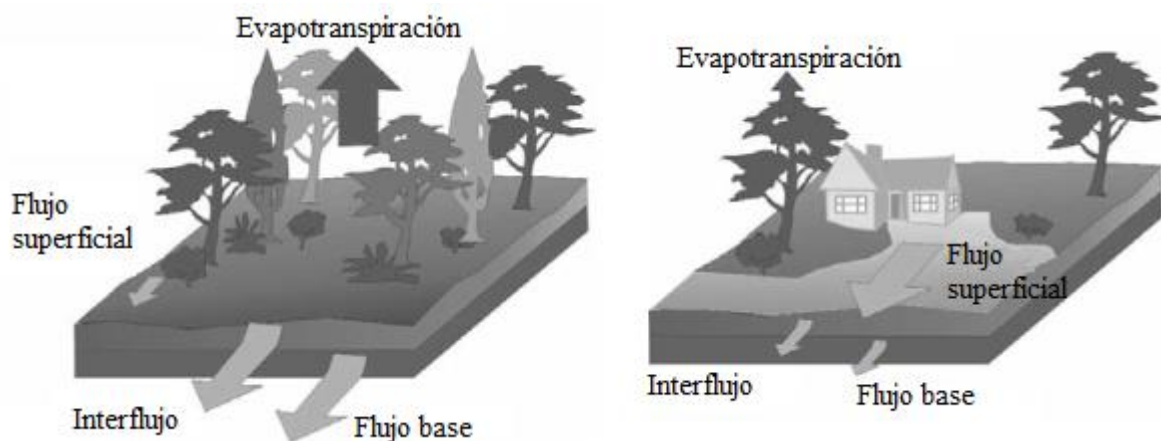


Figura 9. Proceso hidrológico antes y después del desarrollo urbanístico

Fuente: (Woods-Ballard et al., 2007)

5.5.2. Cadena de gestión de los SuDS

Con el fin de recrear o poder reproducir el proceso hidrológico natural de una cuenca que ha sufrido alteraciones por los humanos, se vuelve indispensable establecer una *cadena de gestión*

⁵ **Fuente:** (Woods-Ballard et al., 2007)

de la escorrentía (Perales Momparler & Andrés-Doménech, 2007). No obstante, esta cadena requiere enlazar las actuaciones en serie para construir un esquema exitoso en el diseño de los SuDS (Woods-Ballard et al., 2007), y así poder cumplir con los objetivos planteados en su filosofía (ver apartado 5.4. Sistemas de drenaje urbano sostenible (SuDS)).

Según lo establece CIRIA (siglas que derivan del inglés Construction Industry Research and Information Association) en su publicación *The SuDS Manual*, la cadena de gestión se basa en:

- **Prevención:** implica la actuación con medidas no estructurales.
- **Control en origen:** engloba las acciones hechas para controlar la escorrentía en su fuente o en sus lugares más próximos.
- **Control en sitio o gestión en el entorno urbano:** contempla la gestión del agua ya a nivel local.
- **Gestión en cuencas:** abarca la gestión del agua a nivel regional, típicamente en humedales y espacios abiertos.

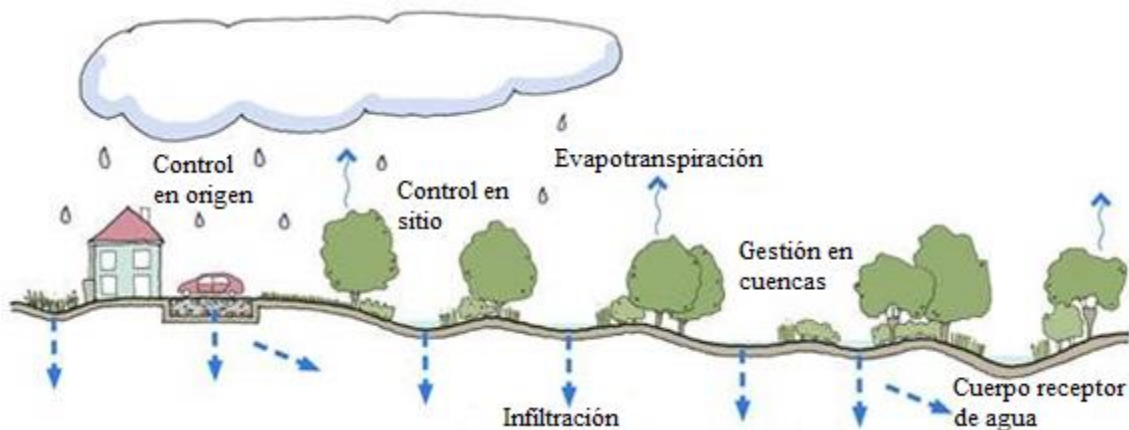


Figura 10. Cadena de gestión de la escorrentía para la aplicación de los SuDS

Fuente: <https://www.susdrain.org>

5.5.3. Tipologías de los SuDS

De acuerdo con Perales Momparler & Andrés-Dómenech (2007), no existe un consenso universal para clasificar las distintas técnicas de drenaje sostenible, pero que la más común en la literatura, es dividirlos en medidas estructurales y no estructurales.

5.5.3.1. Medidas no estructurales

Estas medidas tratan de prevenir la contaminación del agua al reducir las fuentes potenciales de contaminantes, y además, procuran evitar que el flujo de la escorrentía hacia aguas abajo (Perales Momparle, 2008).

Dentro de estas medidas se pueden citar:

- Políticas y programas de educación, con participación de los ciudadanos.
- Diseño y planificación de los proyectos con la menor superficie impermeable posible.

- Limpieza frecuente de las superficies impermeables para evitar la acumulación de contaminantes.
- Control de la aplicación de químicos para el control de plagas en zonas verdes en la zona urbana.
- Control de las escorrentías superficiales para que no entren en contacto con agentes contaminantes.
- Control de las conexiones ilegales a las redes de alcantarillado.
- Recolección y reúso de las aguas pluviales.

5.5.3.2. Medidas estructurales

Las medidas estructurales hacen referencia a los elementos que requieren cierto grado constructivo y urbanístico, destinados a la gestión de la escorrentía contaminada (Perales Momparler & Andrés-Doménech, 2007).

Entre las estructuras más utilizadas se encuentran:

- Cubiertas vegetadas
- Superficies permeables
- Franjas filtrantes
- Pozos y zanjas de filtración
- Drenes filtrantes
- Cunetas verdes (o vegetadas)
- Depósitos de infiltración
- Depósitos de detención
- Estanques de retención
- Humedales

5.5. Programas computacionales

La [Tabla 2](#) muestra algunos de los softwares para modelación de redes de alcantarillado que presentan dentro de sus procesos de cálculo técnicas de drenaje urbano sostenible. En general, los diez modelos tabulados están basados en métodos convencionales de generación de escorrentía y tránsito hidráulico, pero solo la mitad de ellos añaden un componente de flujo subterráneo o flujo base, aunque varios sí presentan cálculos por infiltración de SuDS (Elliott & Trowsdale, 2007). Por su parte, la [Tabla 3](#) contiene un resumen de las herramientas que poseen los modelos computacionales para la simulación de los SuDS.

Tabla 2. Programas computacionales para modelación de redes de alcantarillado que incluyen técnicas de drenaje urbano sostenible.

Modelo computacional	Autor principal u organización	Uso principal previsto	Tipo
MOUSE	DHI Water and Environment	Simulación detallada de drenajes urbanos. Software de uso extendido fuera de USA.	De pago

Modelo computacional	Autor principal u organización	Uso principal previsto	Tipo
MUSIC (Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualization)	Monash University and the CRC for Catchment Hydrology, Australia	Diseño conceptual de sistemas de drenaje, con énfasis en dispositivos de tratamiento. Software de uso popular en Australia.	De pago
P8-UCM	William W. Walker Jr.	Estimación de la carga contaminante de aguas pluviales urbanas.	Gratuito
PURRS (Probabilistic Urban Rainwater and Wastewater Reuse Simulator)	Peter Coombes, Newcastle University, Australia	Originalmente diseñado para investigación, pero ahora incluye usuarios comerciales, especialmente para tanques de tormentas.	De pago
RUNQUAL	Douglas Haith, Cornell University	Planeación preliminar o de tipo educativo (académico).	Gratuito (incluyendo el código fuente)
SLAMM (Source Loading and Management Model)	Bob Pitt, University of Alabama	Herramienta de planificación para la carga de contaminantes.	De pago
Storm Tac	Thomas Larm, SWECO VIAK	Gestión de cuencas de lagos y diseño conceptual del tratamiento de aguas pluviales. Software aplicado en Escandinavia.	De pago
SWMM (Storm Water Management Model), XP-SWMM, PCSWMM, MIKESWMM	Environment Protection Agency of USA (EPA)	Modelo detallado para planificación y diseño preliminar. Software ampliamente utilizado.	Versión gratuita de la EPA (incluyendo el código fuente)
UVQ (Urban Volume and Quality)	CSIRO and Monash University, Australia	Ciclo integral del agua y reúso del agua. Software usado principalmente para investigación en Australia.	Disponible por un pequeño aporte
WBM (Water Balance Model)	Greater Vancouver Regional District	Evaluación del nivel de planificación de la cantidad de agua. Posee fuerte apoyo en Columbia Británica.	Versión gratuita del modelo básico (versión completa requiere pago de licencia)

Fuente: (Elliott & Trowsdale, 2007)

Tabla 3. Comparación de las herramientas de simulación para las técnicas de drenaje urbano sostenible incluidas en los modelos computacionales.

Técnica	Modelo computacional										
	MOUSE	MUSIC	P8	PURRS*	RUNQUAL	SLAMM	StormTac	SWMM	UVQ	WBM*	
Reducción del área impermeable	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Estanques y humedales	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Protección solar	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Reducción en la generación de contaminantes	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Zanjas y pozos de infiltración	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Tanques de retención en sitio	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Cunetas (vegetadas)	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Escorrentia	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Tanques de tormentas	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Biorretención e infiltración, y jardines de lluvia	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Pavimentos permeables	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Techos verdes	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	

- El modelo posee la herramienta o el elemento explícitamente para su simulación
- El modelo no posee explícitamente la herramienta o el elemento, pero aun así podría usarse para su simulación
- El modelo no posee la herramienta o el elemento

* El modelo no posee apartado para la simulación de la calidad de agua

Fuente: (Elliott & Trowsdale, 2007)

6 METODOLOGÍA

6.1. Análisis espacial

6.1.1. Información topográfica

La información topográfica de partida fue un archivo CAD que contenía un levantamiento de detalles de todo el campus del Instituto Tecnológico de Costa Rica, el cual había sido elaborado en noviembre del 2011. No obstante, debido a que en abril del 2011 se aprobó el Plan de Infraestructura 2011-2026 (Comisión Especial del TEC, 2011), el cual fue reafirmado en agosto del 2012 por medio del Plan de Mejoramiento Institucional (Comisión Especial del TEC, 2012); se incluyó casi la totalidad de las edificaciones proyectadas en ese entonces (de las cuales la mayoría están construidas a la fecha) como parte del diseño y distribución del espacio.

El inconveniente que presentaba el archivo CAD (de extensión *.dwg) era que se encontraba en coordenadas Lambert Norte, por lo que se debió hacer una transformación del sistema al CRTM-05. Para este paso, se requirió la ubicación de un banco de nivel (mojón) del que se tenían sus respectivas coordenadas obtenidas con una antena GNSS modelo GS14 marca Leica. Después de obtener el dibujo en las coordenadas oficiales para Costa Rica, se debió ejecutar una depuración de los elementos dibujados (llámense edificios, calles, estacionamientos, canchas deportivas, entre otros) pues muchos de ellos se encontraban duplicados o sus polígonos no estaban del todo cerrados en su contorno.

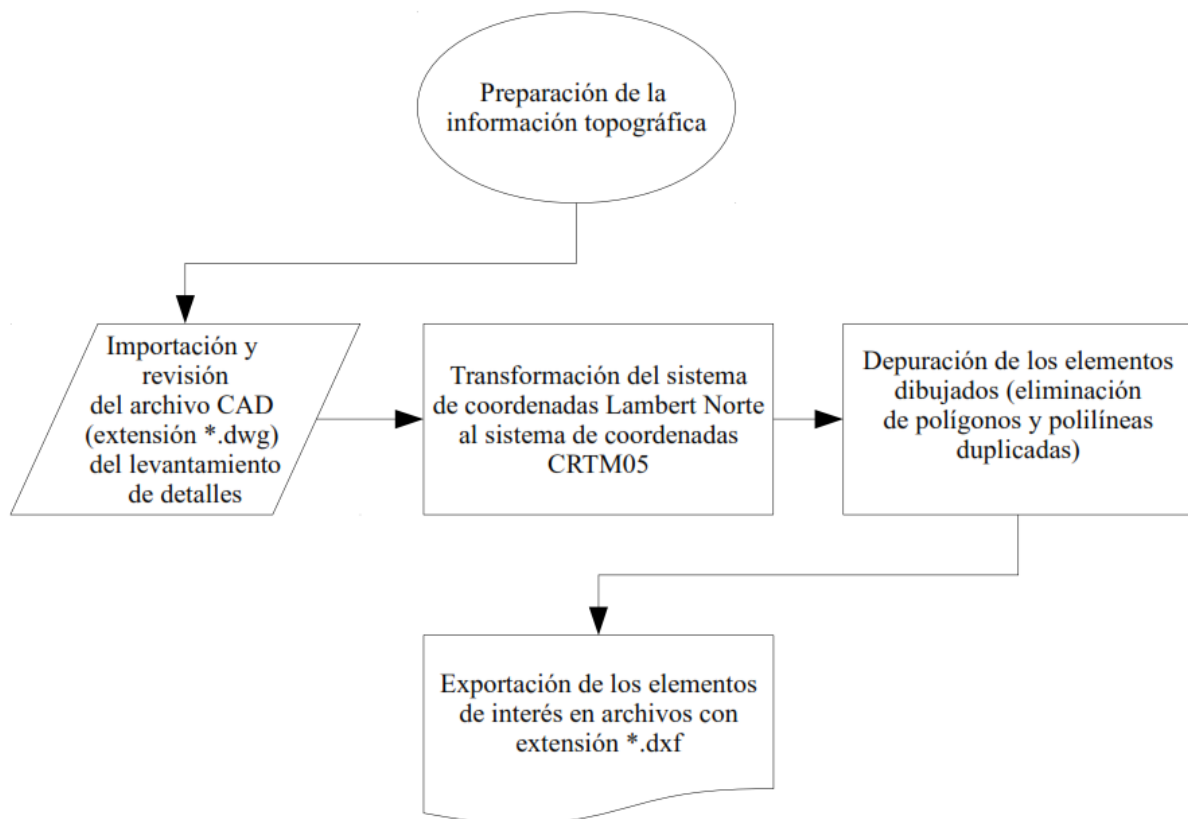


Figura 11. Diagrama de flujo ligado a los pasos para la preparación de la información topográfica.

Por último, lo que se hizo fue exportar los elementos de interés a formato *.dxf, con el fin de emplearlos luego en un programa de sistemas de información geográfica. Es así como, de manera resumida y esquemática, se puede observar en la [Figura 11](#), la secuencia de pasos llevados a cabo para el tratamiento de la información topográfica.

6.1.2. Información geográfica

Se importaron los archivos de extensión *.dxf y se procedió a generar capas vectoriales de tipo línea. Esto fue llevado a cabo empleando las herramientas que ya incorpora el programa QGIS, el cual es de dominio público. Se crearon de esta forma las capas de edificaciones, calles y parqueos, aceras y pasillos, lago, zonas deportivas, así como el contorno que delimita el área total del campus del ITCR, elementos que pueden ser observados en la [Figura 12](#)⁶.

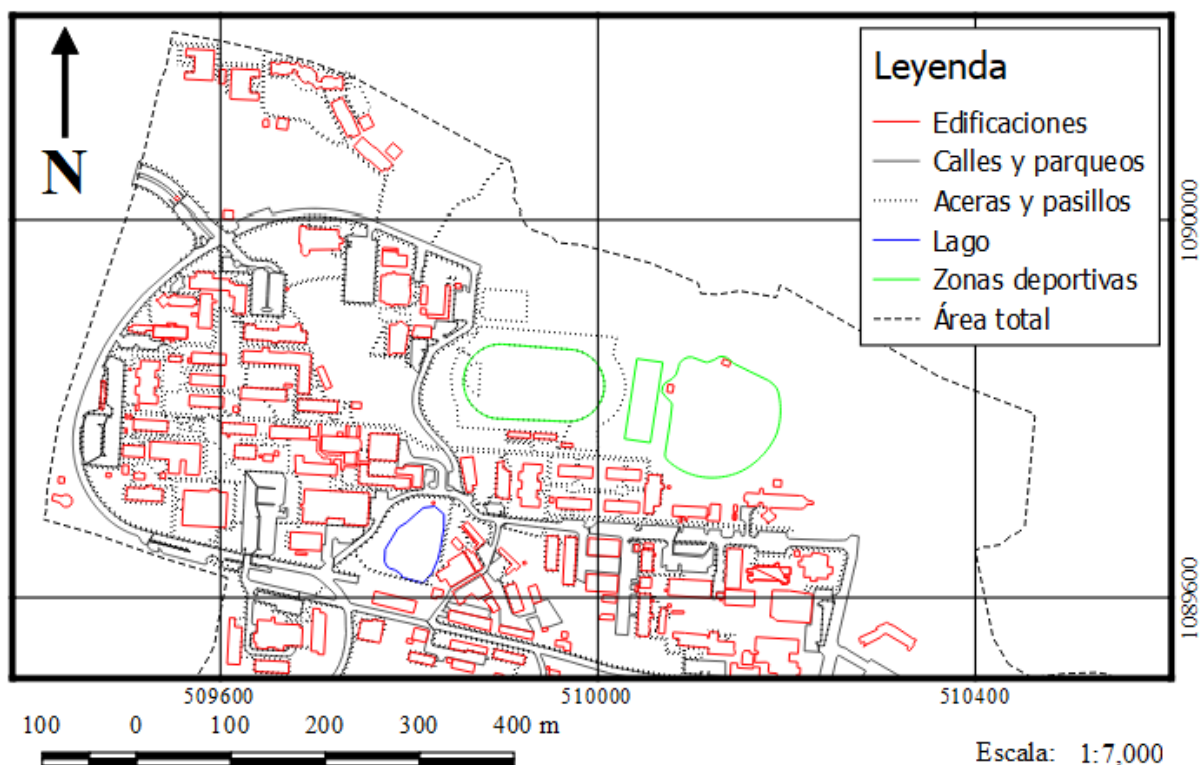


Figura 12. Importación y generación de capas vectoriales de elementos de interés

Luego, debido a que los planos del levantamiento topográfico de detalles no incluían algunas estructuras recientes, fue necesario recurrir al uso de imágenes satelitales de Google, así como ortofotos de la Misión CARTA-2005. De este modo, se modificaron las capas vectoriales que se tenían hasta ese momento, y se convirtieron de líneas a polígonos, tal y como lo ejemplifica la [Figura 13](#).

Una vez obtenido esto, se empezó a colocar manualmente, uno a uno los tragantes (o imbornales) y pozos, generando de este modo, una capa de puntos de carácter vectorial. Después, se dibujó la red de alcantarillado pluvial, conectando los imbornales tal y como se indicaba en el plano suministrado. Es importante destacar también, que se creó una capa para

⁶ Esta figura, al igual que las figuras 12, 13, 14 y 15, solo muestra una parte de toda el área de estudio.

tuberías y otras para los canales, dentro de los que destacan los de geometría trapezoidal, rectangular y triangular. Tanto los tragantes y pozos, así como la red de alcantarillado pluvial, se observan gráficamente en la Figura 14.

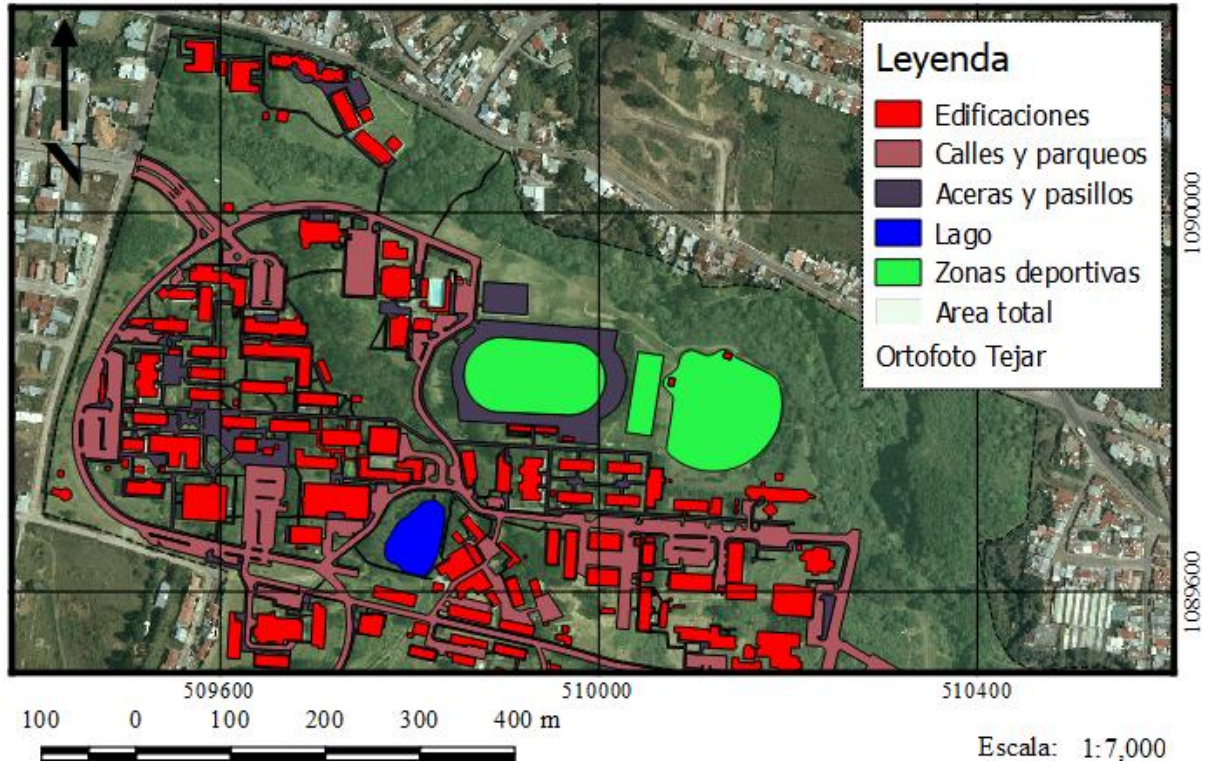


Figura 13. Conversión de las capas vectoriales.

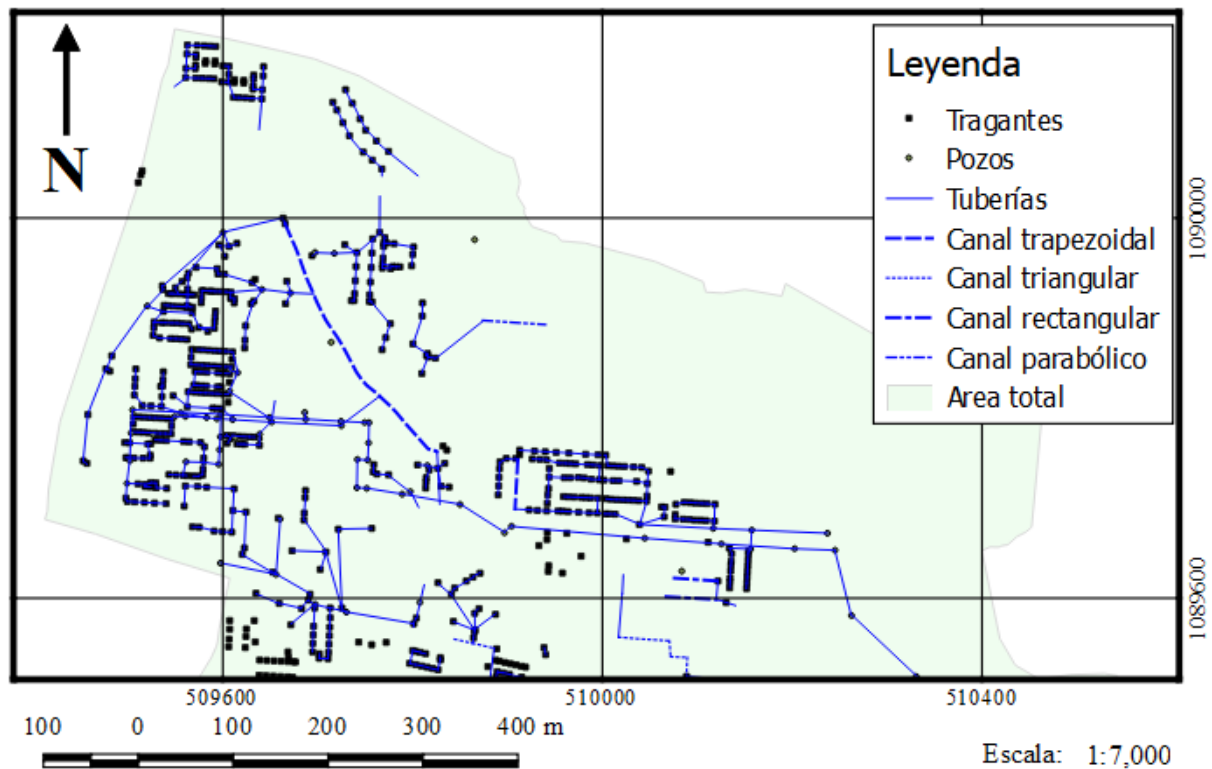


Figura 14. Tragantes, pozos y red de alcantarillado pluvial.

Posteriormente, a partir de un modelo de elevación digital del terreno, se generaron curvas de nivel con una precisión o intervalo entre ellas, de 2 metros. Estas curvas de nivel, junto con la red de alcantarillado ya establecida, además de las otras capas vectoriales ya mencionadas, fueron la base para la confección de las distintas subcuencas de aportación (ver la siguiente imagen) de escorrentía a ciertos tragantes o pozos pluviales.

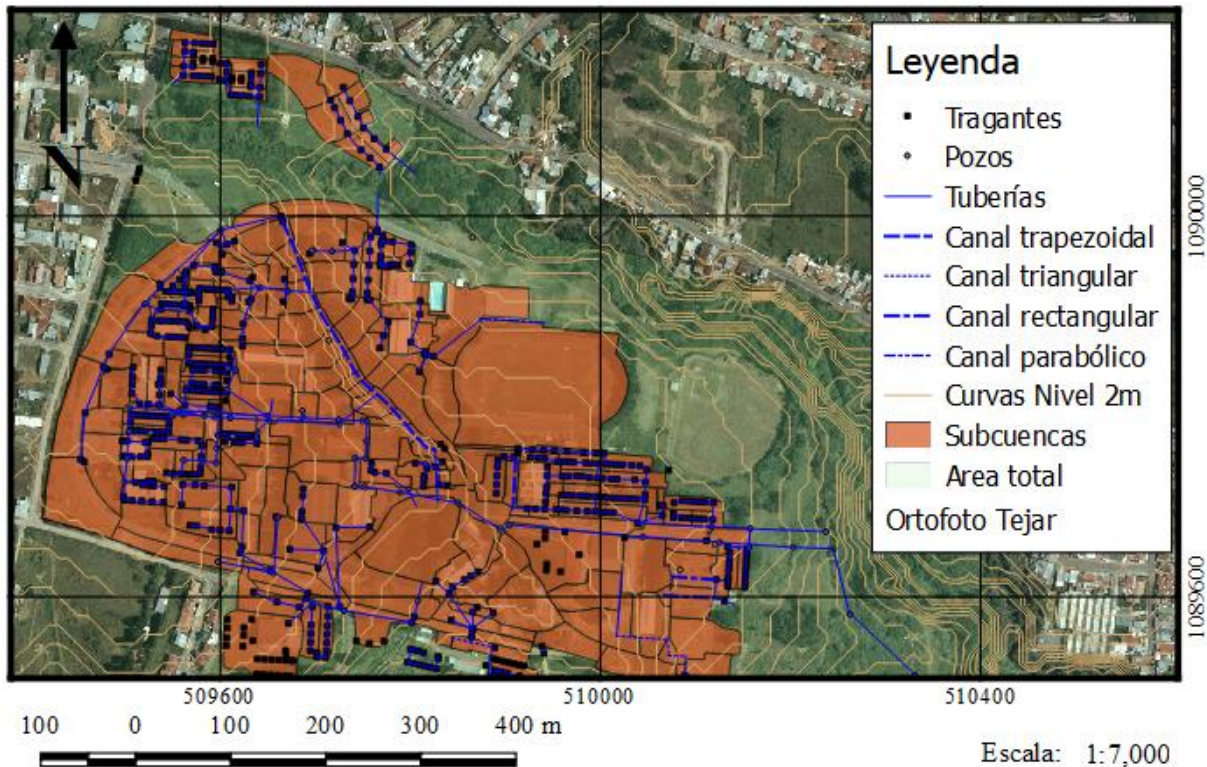


Figura 15. Subcuencas generadas para la red de alcantarillado pluvial.

Ya teniendo establecidas las distintas subcuencas, se decidió simplificar la red de alcantarillado, con el fin de que el modelo que se iba a realizar más adelante no pierda detalle pero que tampoco sea un esquema complejo. De este modo, se obtuvo lo representado en la [Figura 16](#).

Por último, en esta fase, se intersecó la capa de subcuencas con la trama de usos de suelo. El propósito de este paso fue obtener para cada unidad de aportación de escorrentía, qué tipo de uso del terreno, así como su respectiva área le corresponde. Dicha subdivisión se puede observar en la [Figura 17](#), que contiene una parte de toda el área de estudio.

A manera de resumen de esta secuencia de procedimientos llevados a cabo, se muestra en la [Figura 18](#), un diagrama de flujo con la esquematización del procesamiento y generación de la información geográfica necesaria.

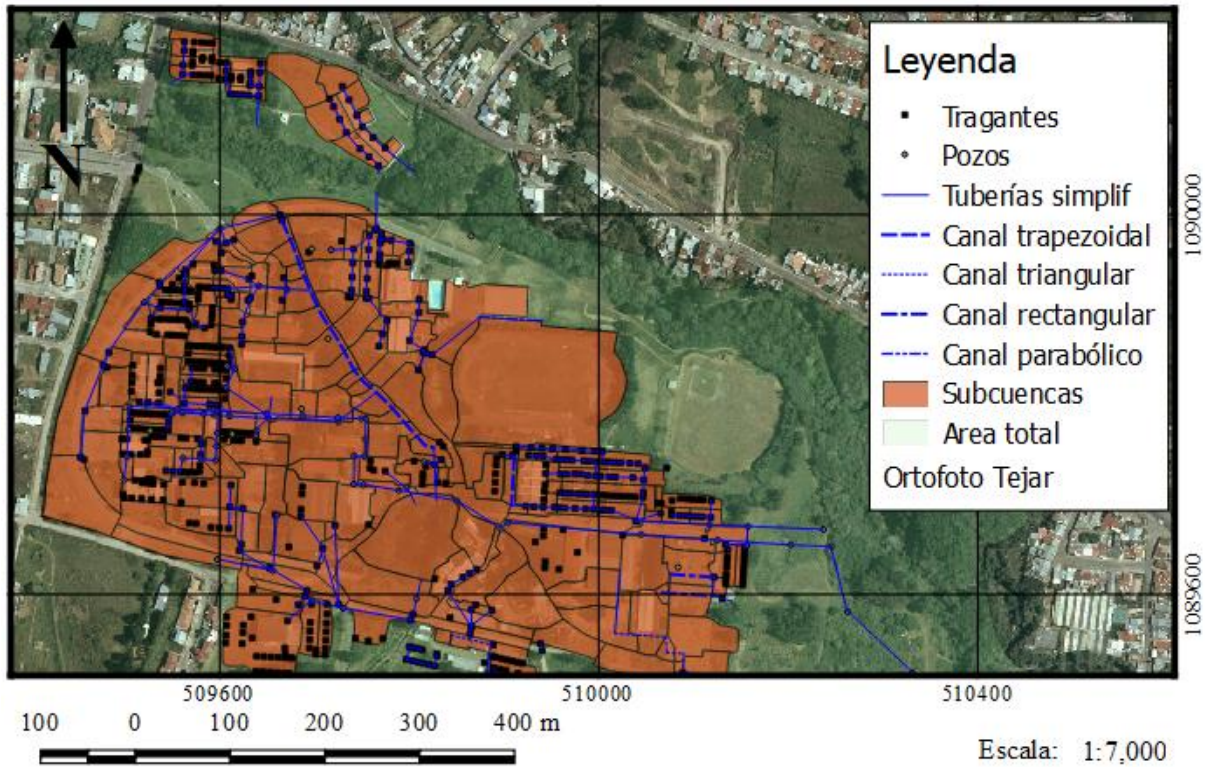


Figura 16. Simplificación de la red de alcantarillado pluvial.

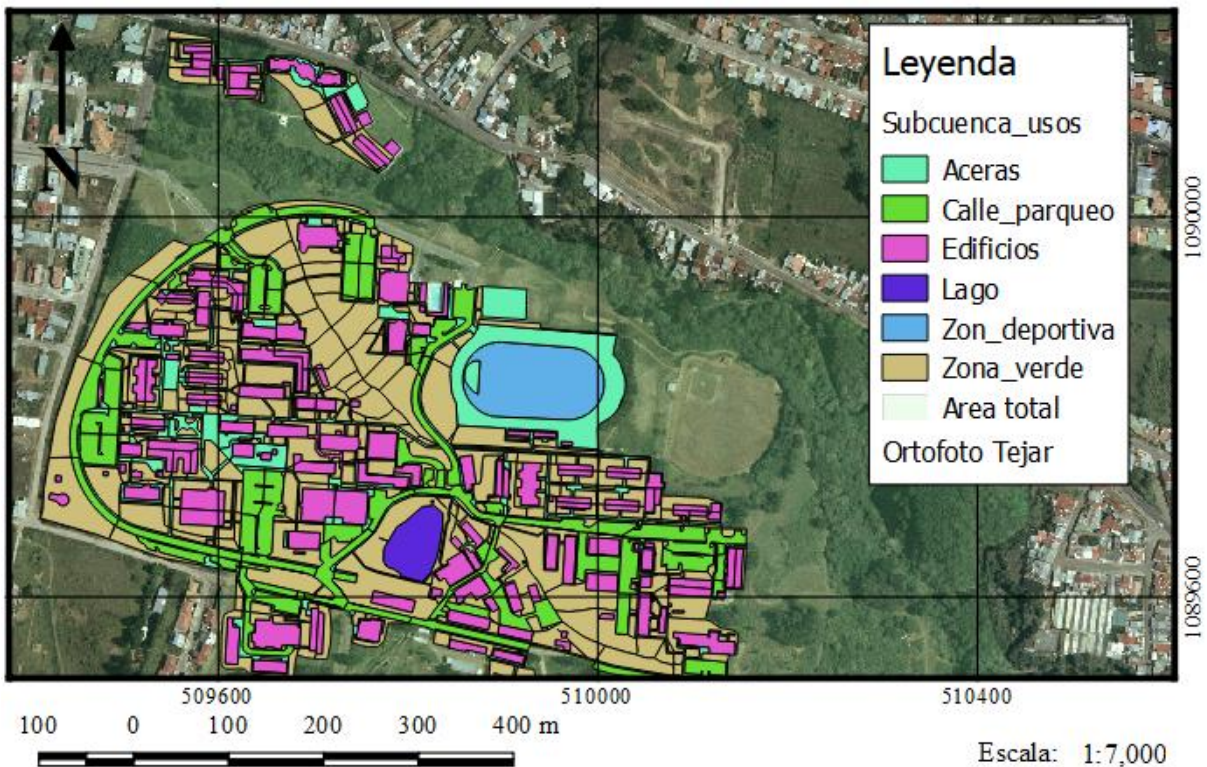


Figura 17. Usos de suelo para las distintas subcuencas.

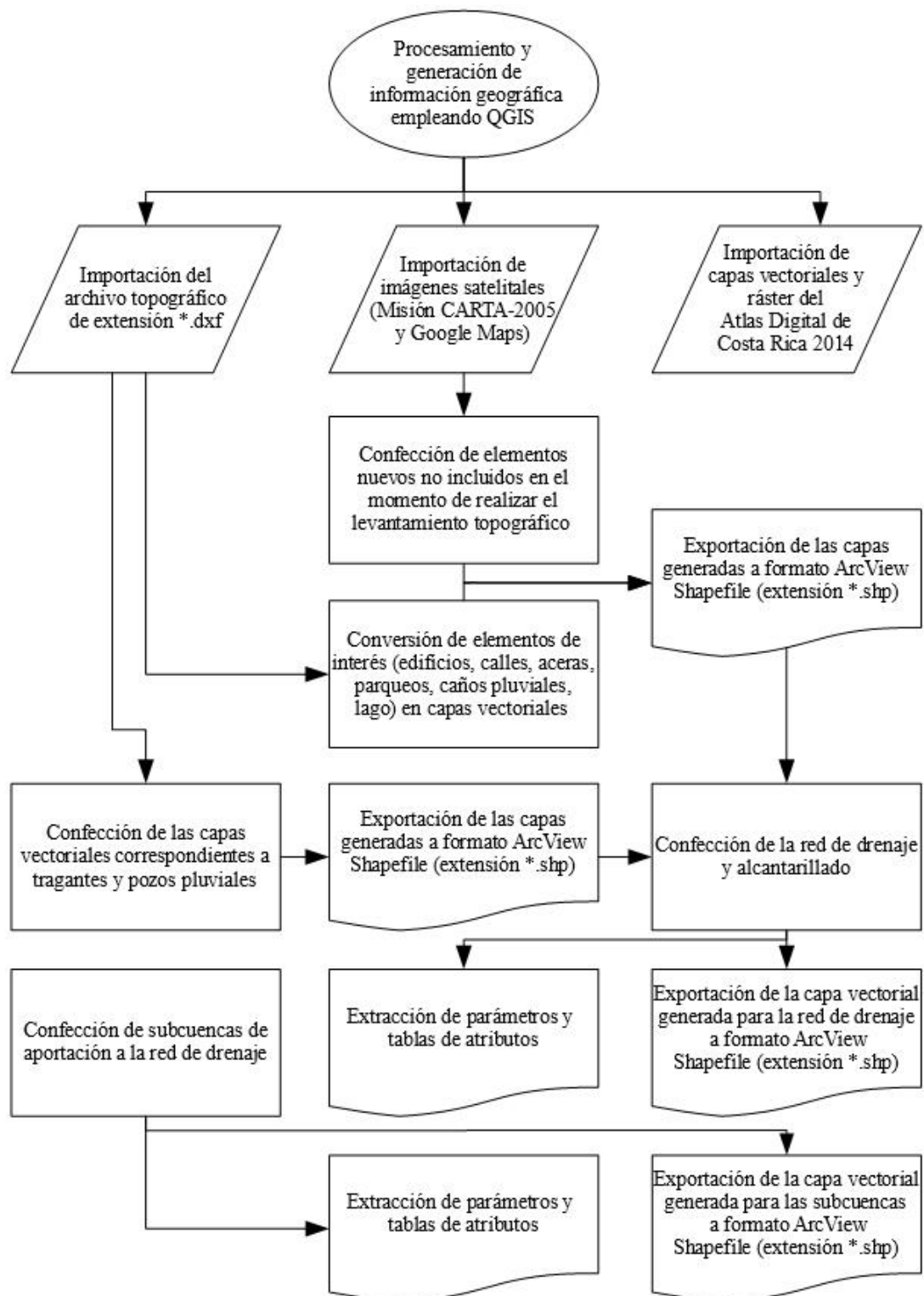
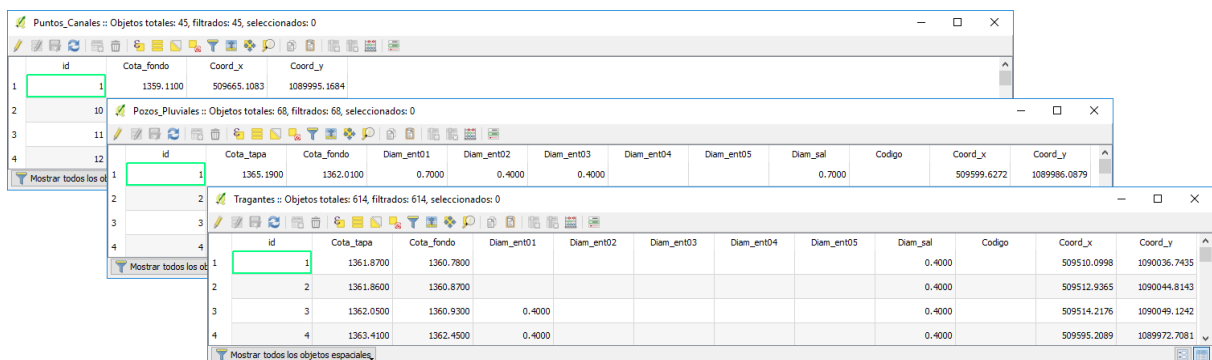


Figura 18. Diagrama de flujo ligado a los pasos para la preparación de la información geográfica.

6.2. Construcción del modelo de la red de alcantarillado

6.2.1. Extracción de datos del modelo QGIS

La primera acción fue empezar a extraer todos los parámetros necesarios y tablas de atributos a partir del modelo creado en QGIS, y pegarlos en un archivo Excel que se convertiría poco a poco en la estructura base del modelo de SWMM. La Figura 19 muestra los datos que se extrajeron para los elementos vectoriales tipo punto que representan los tragantes, los pozos pluviales y puntos de elevación para delimitar la trayectoria de los canales o caños. Destacan en su contenido las cotas de tapa y fondo, los diámetros de las tuberías tanto de entrada como de salida, así como sus respectivas coordenadas en un eje de coordenadas cartesianas.



Puntos_Canales :: Objetos totales: 45, filtrados: 45, seleccionados: 0

id	Cota_fondo	Coord_x	Coord_y
1	1359.1100	509665.1083	1089995.1684
2			
3			
4			

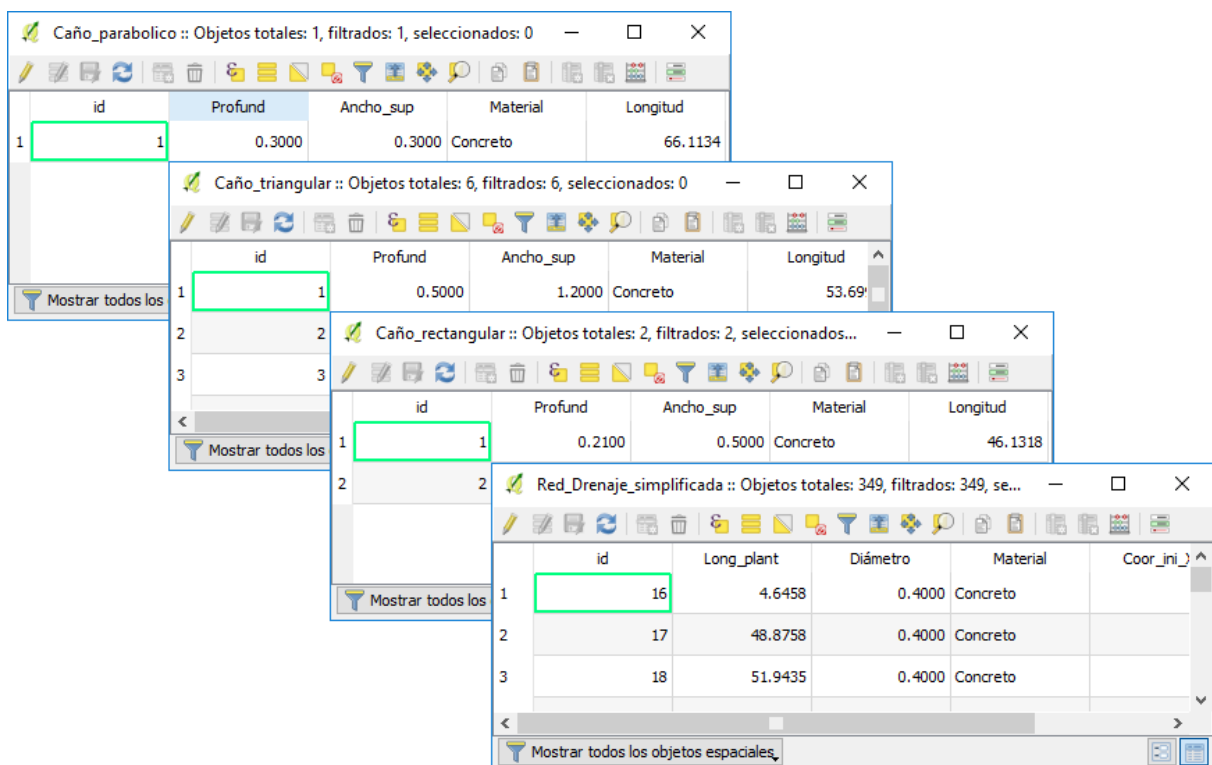
Pozos_Pluviales :: Objetos totales: 68, filtrados: 68, seleccionados: 0

id	Cota_tapa	Cota_fondo	Diam_ent01	Diam_ent02	Diam_ent03	Diam_ent04	Diam_ent05	Diam_sal	Codigo	Coord_x	Coord_y
1	1365.1900	1362.0100	0.7000	0.4000	0.4000			0.7000		509599.6272	1089986.0879
2											
3											
4											

Tragantes :: Objetos totales: 614, filtrados: 614, seleccionados: 0

id	Cota_tapa	Cota_fondo	Diam_ent01	Diam_ent02	Diam_ent03	Diam_ent04	Diam_ent05	Diam_sal	Codigo	Coord_x	Coord_y
1	1361.8700	1360.7800						0.4000		509510.0998	1090036.7435
2	1361.8600	1360.8700						0.4000		509512.9365	1090044.8143
3	1362.0500	1360.9300	0.4000					0.4000		509514.2176	1090049.1242
4	1363.4100	1362.4500	0.4000					0.4000		509595.2089	1089972.7081

Figura 19. Tablas de atributos para los elementos delimitados como puntos (tipo vector) en el modelo de QGIS para la construcción de la red de alcantarillado.



Caño_parabolico :: Objetos totales: 1, filtrados: 1, seleccionados: 0

id	Profund	Ancho_sup	Material	Longitud
1	0.3000	0.3000	Concreto	66.1134

Caño_triangular :: Objetos totales: 6, filtrados: 6, seleccionados: 0

id	Profund	Ancho_sup	Material	Longitud
1	0.5000	1.2000	Concreto	53.69
2				
3				

Caño_rectangular :: Objetos totales: 2, filtrados: 2, seleccionados: 0

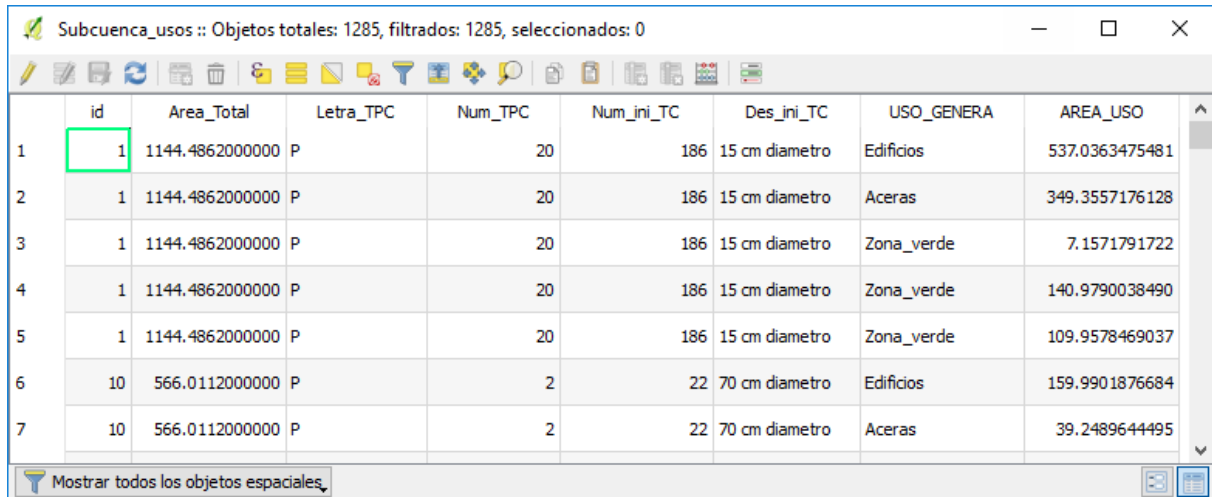
id	Profund	Ancho_sup	Material	Longitud
1	0.2100	0.5000	Concreto	46.1318
2				

Red_Drenaje_simplificada :: Objetos totales: 349, filtrados: 349, seleccionados: 0

id	Long_plant	Diámetro	Material	Coor_ini_
1	4.6458	0.4000	Concreto	
2	48.8758	0.4000	Concreto	
3	51.9435	0.4000	Concreto	

Figura 20. Tablas de atributos para los elementos delimitados como líneas (tipo vector) en el modelo de QGIS para la construcción de la red de alcantarillado.

Por su parte, la Figura 20 contiene de manera ilustrativa los datos de las tablas de atributos para los elementos definidos como líneas en el modelo de QGIS. Se dibujaron de esta forma las tuberías y canales, determinando para ellos principalmente sus dimensiones (longitud, diámetros, profundidades) y definición del tipo de material.



	id	Area_Total	Letra_TPC	Num_TPC	Num_ini_TC	Des_ini_TC	USO_GENERA	AREA_USO
1	1	1144.4862000000	P	20	186	15 cm diametro	Edificios	537.0363475481
2	1	1144.4862000000	P	20	186	15 cm diametro	Aceras	349.3557176128
3	1	1144.4862000000	P	20	186	15 cm diametro	Zona_verde	7.1571791722
4	1	1144.4862000000	P	20	186	15 cm diametro	Zona_verde	140.9790038490
5	1	1144.4862000000	P	20	186	15 cm diametro	Zona_verde	109.9578469037
6	10	566.0112000000	P	2	22	70 cm diametro	Edificios	159.9901876684
7	10	566.0112000000	P	2	22	70 cm diametro	Aceras	39.2489644495

Figura 21. Tablas de atributos para los elementos delimitados como polígonos (tipo vector) en el modelo de QGIS para la construcción de la red de alcantarillado.

Por último, para definir las áreas de las subcuencas se emplearon los polígonos, tal y como se observa en la figura anterior. Los datos calculados en QGIS y extraídos de sus tablas de atributos fueron principalmente su área, tanto global de la subcuenca como el área específica de cada uso de suelo; y su punto de desagüe (pozo, tragante o canal).

6.2.2. Determinación de parámetros

En los modelos hidrológicos se podría hacer una clasificación de los parámetros en dos categorías; datos de entrada al modelo y datos sujetos a calibración dentro del modelo. El primer grupo abarca todas aquellas características medibles y cuantificables, que pueden ser obtenidos de levantamientos topográficos (longitudes, áreas, elevaciones, entre otros), de estudios de suelos o de estudios de cobertura vegetal (Yu, Yang, & Chen, 2001). Por su parte, el segundo grupo, el de datos sujetos a calibración, no pueden ser medidos de manera directa, por lo que deben ser tomados como valores típicos de literatura o en algunas ocasiones, se pueden obtener a partir de procesamientos de capas en sistemas de información geográfica (Méndez Morales, 2012b).

A continuación, se detalla cómo se obtuvieron los valores de los parámetros más relevantes del modelo.

6.2.2.1. Porcentaje de impermeabilidad

Para cada uno de los seis tipos de uso de suelo delimitados en el área de estudio, se estableció su correspondiente valor de porcentaje de impermeabilidad (representado como *%Imperv* en el modelo SWMM), tal y como lo muestra la Tabla 4.

Tabla 4. Valores asignados de porcentaje de impermeabilidad para los distintos usos de suelo establecidos.

Uso del suelo		%Imperv
Nombre completo	Abreviación	
Aceras	Aceras	98
Calles y parqueo	Calle_parqueo	98
Edificios	Edificios	100
Lago	Lago	100
Zonas deportivas	Zon_deport	25
Zonas verdes	Zona_verde	10

Fuente: (Méndez Morales, 2012b)

Para ponderar este parámetro en subcuencas con más de un uso de suelo, se empleó la siguiente ecuación:

$$\%Imperv_{Pond} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot \%Imperv_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \dots\dots\dots \text{Ecuación 9}$$

Donde,

- $\%Imperv_{Pond}$: Porcentaje de impermeabilidad ponderado [-]
- A_i : Área correspondiente al tipo de suelo “ i ” [m²]
- $\%Imperv_i$: Porcentaje de impermeabilidad correspondiente al tipo de suelo “ i ” [-]
- i : Índice correspondiente a cada tipo de suelo
- n : Número total de tipos de suelo presentes en la subcuenca

6.2.2.2. Coeficientes de rugosidad para el flujo superficial

El coeficiente de rugosidad es un parámetro sumamente importante cuando se realizan cálculos de descarga o capacidad de conductos, evaluaciones de sistemas de drenaje, flujo en canales, entre otros (Lau & Afshar, 2006). En el modelo SWMM, la rugosidad está representada por medio del n de Manning, el cual afecta en el denominador de la Ecuación 4.

Si se observa la siguiente tabla, para cada uno de los seis tipos de suelo se asignó un valor n de Manning. El criterio para establecer ese coeficiente fue basándose en las referencias citadas al pie de la tabla y considerando además el estado actual que presentan ciertos elementos como lo son las aceras, estacionamientos y calles (la gran parte de la infraestructura lleva varios años de construcción).

El SWMM hace una diferencia de los coeficientes de rugosidad para el área permeable y el área impermeable. Debido a esto, la Ecuación 10 fue la expresión matemática empleada para obtener el n de Manning ponderado para la superficie impermeable de la subcuenca, mientras que, para la superficie permeable, se utilizó la Ecuación 11.

Tabla 5. Valores asignados de n de Manning para los distintos usos de suelo establecidos.

Uso del suelo		Rugosidad (n Manning)
Nombre completo	Abreviación	
Aceras	Aceras	0.016
Calles y parqueo	Calle_parqueo	0.016
Edificios	Edificios	0.013
Lago	Lago	-
Zonas deportivas	Zon_deport	0.170
Zonas verdes	Zona_verde	0.170

Fuente: (McCuen, Johnson, & Ragan, 1996), (Rossman, 2015)

$$n_{imperv} = \frac{\sum_{i=1}^n [A_i \cdot \%Imperv_i \cdot n_i]}{[\sum_{i=1}^n A_i] \cdot \%Imperv_{Pond}} \dots\dots\dots \text{Ecuación 10}$$

$$n_{perv} = \frac{\sum_{i=1}^n [A_i \cdot (100 - \%Imperv_i) \cdot n_i]}{[\sum_{i=1}^n A_i] \cdot [100 - \%Imperv_{Pond}]} \dots\dots\dots \text{Ecuación 11}$$

Donde,

- n_{imperv} : n de Manning para el área impermeable de la subcuenca [-]
- n_{perv} : n de Manning para el área permeable de la subcuenca [-]
- A_i : Área correspondiente al tipo de suelo “ i ” [m^2]
- n_i : n de Manning correspondiente al tipo de suelo “ i ” [m^2]
- $\%Imperv_i$: Porcentaje de impermeabilidad correspondiente al tipo de suelo “ i ” [-]
- $\%Imperv_{Pond}$: Porcentaje de impermeabilidad ponderado de la subcuenca [-]
- i : Índice correspondiente a cada tipo de suelo
- n : Número total de tipos de suelo presentes en la subcuenca

6.2.2.3. Lámina de almacenamiento en depresiones

Los valores para la lámina de almacenamiento en depresiones fueron tomados de literatura, tanto para la zona permeable como para la zona impermeable; luego de evaluar las condiciones de cobertura y uso de suelo presentes en el área de estudio, Dichos valores se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 6. Valores asignados de la lámina de almacenamiento en depresiones sobre las zonas impermeables y permeables.

Lámina de almacenamiento en depresiones		Valor [mm]
Zona	Nomenclatura	
Impermeable	s_imperv	1.00
Permeable	s_perv	3.00

Fuente: (ASCE, 1994)

6.2.2.4. Ancho característico de la subcuenca

De acuerdo con lo establecido en el manual del SWMM, una buena aproximación para obtener el ancho característico (width) corresponde al cociente entre el área de la subcuenca y la longitud mayor de recorrido del drenaje (Rossman, 2015), aunque esta variable por lo general está sujeta a procesos de calibración. Siguiendo esta recomendación de cálculo, el procedimiento seguido fue el siguiente:

- i. Se extrajeron las coordenadas del punto de desagüe.
- ii. Se extrajeron las coordenadas de los vértices o puntos que delimitan el contorno de la subcuenca.
- iii. A partir de las coordenadas, se empleó la Ecuación 12 para obtener las longitudes de recorrido del agua, en línea recta y horizontal. Es importante aclarar que la pendiente en este paso se ignoró pues no el camino a seguir por el flujo hasta llegar al punto de drenaje no se conoce con certeza.
- iv. Una vez obtenidas todas las longitudes de recorrido (horizontales), se calculó el recorrido de drenaje máximo.
- v. Con el recorrido máximo y el área de la subcuenca, se calculó el ancho característico con la Ecuación 13.

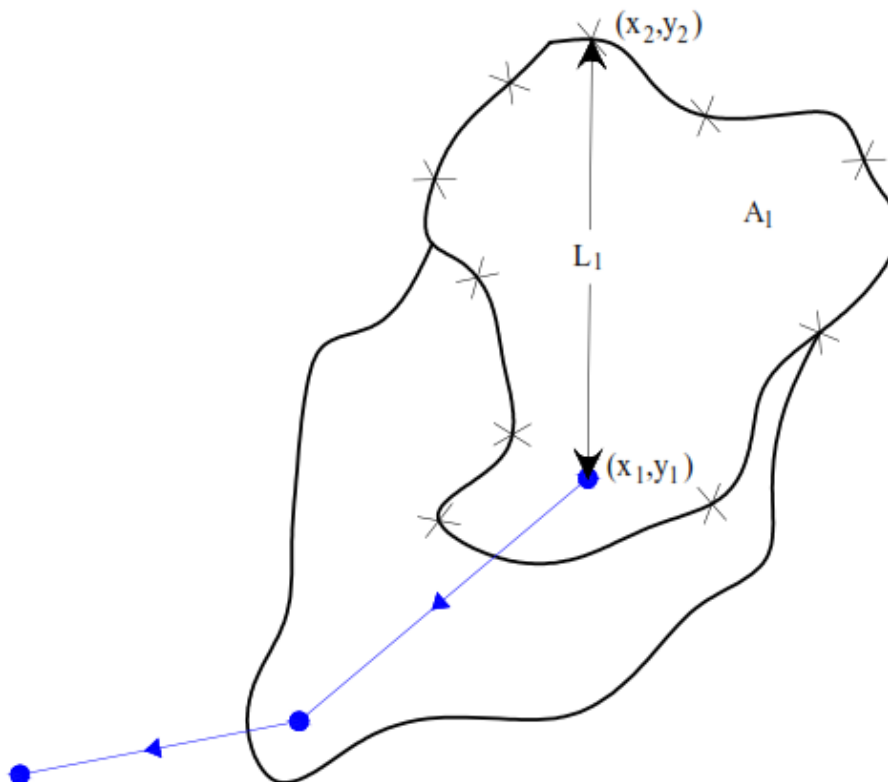


Figura 22. Ancho característico de la subcuenca definido para el modelo SWMM.

La Figura 22 muestra de manera ilustrativa todos los datos empleados en el procedimiento de cálculo descrito anteriormente con el que se obtuvo el valor de ancho característico. Este parámetro es de suma importancia pues es una variable que afecta directamente la

Ecuación 4, expresión matemática que utiliza el SWMM para genera la escorrentía en las subcuencas.

$$L_1 = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}$$

..... Ecuación 12

Donde,

L_1 : Longitud de recorrido de drenaje [m]

x_1, x_2 : Coordenadas en el eje de las abscisas [m]

y_1, y_2 : Coordenadas en el eje de las ordenadas [m]

$$W = \frac{A_1}{L_{m\acute{a}x}}$$

..... Ecuación 13

Donde,

W : Ancho característico de la subcuena [m]

A_i : Área de la subcuena [m²]

$L_{m\acute{a}x}$: Longitud de recorrido de drenaje máxima [m]

6.2.2.5. Pendiente media de la subcuena

Este parámetro, al igual que el ancho característico, es una variable que se aprecia dentro de la Ecuación 4 y, por lo tanto, que interviene directamente en expresión matemática que utiliza el SWMM cuando calcula el flujo de escorrentía. Para obtener el valor de pendiente promedio para las subcuencas en este trabajo, se siguió el protocolo que se muestra a continuación:

- i. A partir de las cotas de tapa de todos los tragantes, pozos pluviales y puntos de elevación de los canales que integran la red, se confección un modelo de elevación digital del terreno en QGIS.
- ii. Posteriormente, a partir del modelo de elevación, se le asignó una cota a cada uno de los vértices o puntos que delimitan el contorno de la subcuena. Con esto, los puntos quedaron conformados por coordenadas en los ejes x, y, z .
- iii. Se extrajeron las coordenadas del punto de desagüe.
- iv. Se extrajeron las coordenadas de los vértices o puntos que delimitan el contorno de la subcuena (coordenadas x, y, z).
- v. Luego, se calculó la distancia horizontal entre el punto de desagüe y cada uno de los vértices o puntos que delimitan el contorno de la subcuena. Esto se hizo con la Ecuación 12, es decir, esta distancia horizontal es L_1 del apartado anterior.
- vi. En seguida, se obtuvo la diferencia de elevación entre el punto de desagüe y cada uno de los vértices o puntos que delimitan el contorno de la subcuena, utilizando la coordenada z . Para esto se aplicó la Ecuación 14.
- vii. Después, a partir de la distancia horizontal y la diferencia de elevación, se calculó la pendiente para cada recorrido, tal y como lo muestra la Ecuación 15.
- viii. Por último, lo que se hizo fue calcular la media aritmética de las pendientes empleando la Ecuación 16.

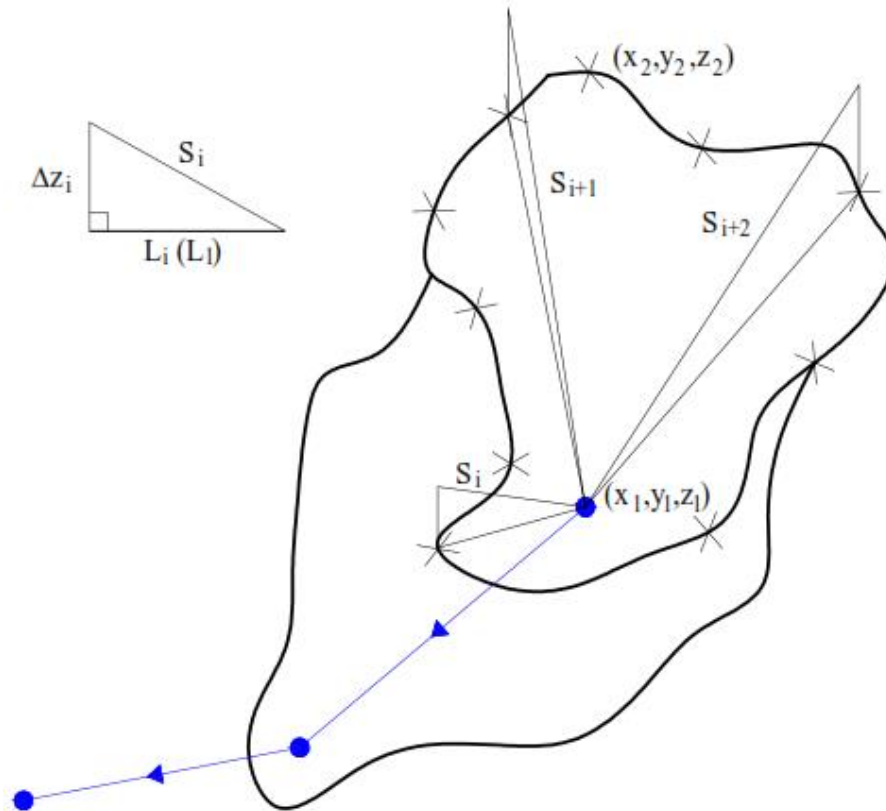


Figura 23. Pendiente de la subcuenca definida para el modelo SWMM.

La Figura 23 muestra de manera ilustrativa todos los datos empleados en el procedimiento de cálculo descrito anteriormente con el que se obtuvo la pendiente promedio de la subcuenca. Por su parte, las tres ecuaciones siguientes establecen las expresiones matemáticas empleadas, donde parte de sus variables se pueden apreciar también en la figura anterior para una mejor comprensión.

$$\Delta z_i = z_i - z_1 \dots\dots\dots \text{Ecuación 14}$$

Donde,

- Δz_i : Diferencia de elevación entre el vértice “i” y el punto de desagüe [m]
- z_1, z_i : Coordenadas de elevación del terreno [m]

$$S_i = \frac{\Delta z_i}{L_i} \dots\dots\dots \text{Ecuación 15}$$

Donde,

- S_i : Pendiente para el punto “i” [m/m]
- Δz_i : Diferencia de elevación entre el vértice “i” y el punto de desagüe [m]
- L_i : Distancia horizontal entre el vértice “i” y el punto de desagüe [m]

$$S_{prom} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{n}$$

..... Ecuación 16

Donde,

S_{prom} : Pendiente promedio de la subcuenca [m/m]

S_i : Pendiente para el punto “i” [m/m]

i : Índice correspondiente a cada uno de los vértices de la subcuenca

n : Número total de vértices de la subcuenca

6.2.2.6. Número de curva

Después de analizar los usos de suelo y estimar una condición de humedad antecedente en el terreno, se le asignó a cada tipo de cobertura un número de curva, los cuales se muestran en la siguiente tabla. En cuanto a la ponderación del CN para cada una de las subcuencas, se empleó la Ecuación 6, la cual fue descrita cuando se abarcó el tema del modelo de infiltración que emplea el SWMM.

Tabla 7. Valores asignados de número de curva (CN) para los distintos usos de suelo establecidos.

Uso del suelo		CN
Nombre completo	Abreviación	
Aceras	Aceras	98.00
Calles y parqueo	Calle_parqueo	98.00
Edificios	Edificios	98.00
Lago	Lago	100.00
Zonas deportivas	Zon_deport	80.00
Zonas verdes	Zona_verde	74.00

Fuente: (SCS, 1986)

6.2.2.7. Coeficientes de rugosidad para el tránsito hidráulico

Se asignó un valor de n de Manning para cada material y sección transversal del conducto.

Tabla 8. Valores asignados de n de Manning para los distintos conductos.

Conducto		Rugosidad (n Manning)
Geometría	Material	
Tubería Circular	Concreto	0.017
	Plástico	0.015
Canal Trapezoidal	Concreto	0.020
	Concreto y piedras	0.022
Canal Triangular	Concreto	0.020
Canal Rectangular	Concreto	0.020
Canal Parabólico	Concreto	0.020

Fuente: (ASCE, 2007)

6.2.2.8. Curva de almacenamiento del lago

En este caso, el lago fue simulado en SWMM como una unidad de almacenamiento (*storage*), por lo que se necesita una curva batimétrica. De los datos disponibles, solamente se contaba con un levantamiento topográfico hecho el año 2007, por lo que se decidió consultar sobre la validez de los datos al Prof. Maikel Méndez Morales⁷, quien indicó que se debían modificar para tener en cuenta la sedimentación de partículas en el fondo del lecho provenientes principalmente de las construcciones que se han llevado a cabo en la parte Oeste del Instituto Tecnológico de Costa Rica. Él mismo estableció que la profundidad promedio del lago en este momento no supera los 30 cm. Fue así como, partiendo de este dato y extrayendo el área superficial del cuerpo de agua en análisis de las capas de QGIS, se obtuvo un volumen de almacenamiento de 1 056.075 m³.

Tabla 9. Curvas batimétricas del lago para los años 2007 y 2018.

Cota [m]	Curva - Año 2007*		Curva - Año 2018**	
	Nivel agua*** [m]	Área [m ²]	Nivel agua*** [m]	Área [m ²]
97.890	0.000	0.000	0.000	0.000
98.000	0.110	637.944	0.023	150.038
98.100	0.210	1407.195	0.043	301.510
98.200	0.310	1929.443	0.064	447.875
98.300	0.410	2267.190	0.084	589.234
98.400	0.510	2536.945	0.105	725.688
98.500	0.610	2786.372	0.126	857.336
98.600	0.710	2971.282	0.146	984.280
98.700	0.810	3125.391	0.167	1106.619
98.800	0.910	3284.881	0.187	1224.454
98.900	1.010	3415.279	0.208	1337.886
99.000	1.110	3519.841	0.229	1447.015
99.100	1.210	3621.005	0.249	1551.942
99.200	1.310	3720.758	0.270	1652.767
99.300	1.410	3818.415	0.290	1749.591
99.325	1.435	3842.613	0.296	1773.183

Fuente: * Datos suministrados. **Datos modificados por el autor. (***)El nivel de referencia es el fondo del lago)

Por su parte, el volumen de almacenamiento en el año 2007 era de 3 816.303 m³, razón por la cual era necesario reducir su capacidad hasta aproximarlo al dato recomendado por Méndez Morales. Al final, fue necesario reducir las profundidades en un 20.60% para obtener un volumen de 1 049.175 m³. La tabla anterior contempla los datos de las curvas batimétricas original y modificada, para los años 2007 y 2018 respectivamente.

⁷ Profesor e investigador del Departamento de Recursos Hídricos y Ambiente de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

6.2.2.9. Tormenta de diseño

Una tormenta de diseño puede ser definida como un parón de precipitación establecido, el cual se utiliza con el propósito de ser un dato de entrada en una simulación o análisis hidrológico. Estas tormentas se pueden construir a partir de registros históricos de precipitación, o si no existiesen, se puede recurrir a datos de cuencas cercanas y que compartan ciertas similitudes (Chow et al., 1988).

De acuerdo con lo citado por Ven Te Chow *et al.* (1988) en su libro de Hidrología Aplicada, hay una amplia gama de métodos existentes para obtener tormentas de diseño, pues van desde aquellos que utilizan datos puntuales de precipitación, otros que emplean las curvas IDF, otros que se basan en hietogramas de diseño y, por último, métodos que recrean tormentas límites con información de precipitaciones máximas probables. Por su parte, profundizando un poco sobre los hietogramas, se disponen de varios, entre los que destacan: el hietograma triangular del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), hietograma de Chicago, curvas de Huff, hietograma rectangular del método racional y el hietograma por bloques alternos.

En el presente trabajo, se decidió utilizar el hietograma de bloques alternos. Para obtener la intensidad de lluvia, la Ecuación 1 fue aplicada, con un período de retorno de 10 años⁸ y una duración 60 minutos. Para los bloques, el intervalo fue de 5 minutos (Δt), pues los datos con los cuales se habían generado las curvas IDF fueron registrados con una discretización temporal cinco-minutal.

Para obtener los valores de intensidad correspondientes a cada bloque (b_k), y así obtener los resultados que se observan en el Tabla 10, se empleó la siguiente expresión matemática:

$$b_k = k \cdot i(t = k \cdot \Delta t) - \sum_{j=1}^{k-1} b_j$$

..... Ecuación 17

Donde:

b_k : intensidad de lluvia para el bloque “k” $[mm/h]$

$i(t = k \cdot \Delta t)$: intensidad de lluvia para una duración de “k · Δt ” $[mm/h]$

$\sum_{j=1}^{k-1} b_j$: sumatoria de las intensidades de lluvia de los bloques anteriores $[mm/h]$

⁸ Como lo establece la Norma técnica para el diseño y construcción sistemas agua, saneamiento y pluvial de Costa Rica.

Tabla 10. Intensidades de precipitación para el hietograma de bloques alternos para un período de retorno de 10 años.

Intervalo "k" [-]	Intensidad de lluvia "b _k " [mm/h]	Intervalo [min]	Intensidad de lluvia "i" [mm/h]
1	126.344	0 - 5	48.166
2	82.635	5 - 10	51.041
3	71.529	10 - 15	54.942
4	65.153	15 - 20	60.789
5	60.789	20 - 25	71.529
6	57.523	25 - 30	126.344
7	54.942	30 - 35	82.635
8	52.825	35 - 40	65.153
9	51.041	40 - 45	57.523
10	49.507	45 - 50	52.825
11	48.166	50 - 55	49.507
12	46.979	55 - 60	46.979

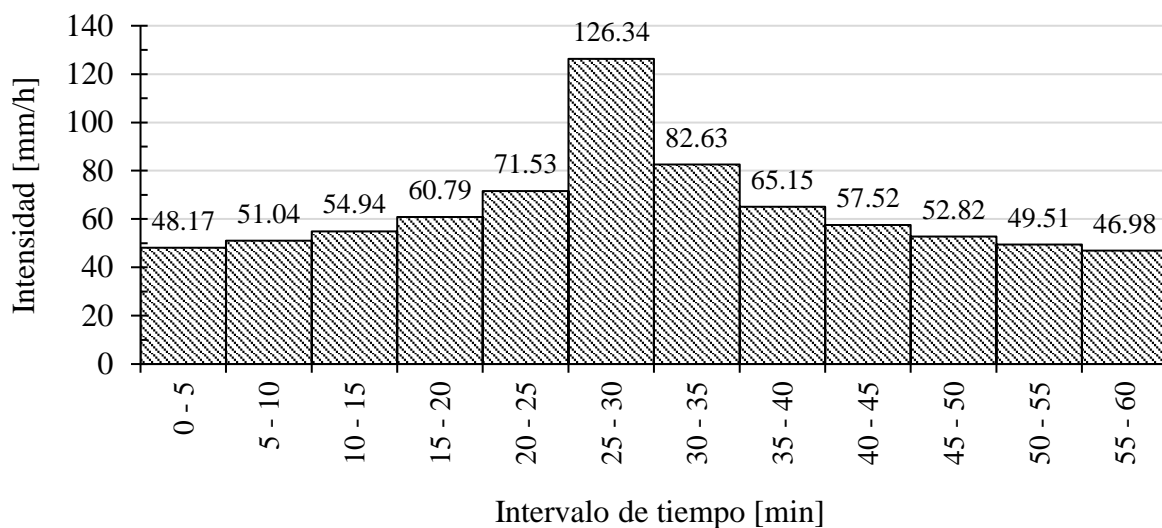


Figura 24. Hietograma por bloques alternos para un período de retorno de 10 años.

6.2.3. Generación del archivo *.inp

Para facilitar el proceso de creación del modelo de la red, en el archivo de Excel se estableció el formato del archivo que requiere SWMM, contemplando todos sus elementos, parámetros y curvas que ya se describieron. Con la ayuda de una macro programada, se automatizó la exportación de la información de la hoja de cálculo a un archivo de extensión *.inp. Esquemáticamente la [Figura 25](#) muestra el proceso de exportación y generación del archivo de texto.

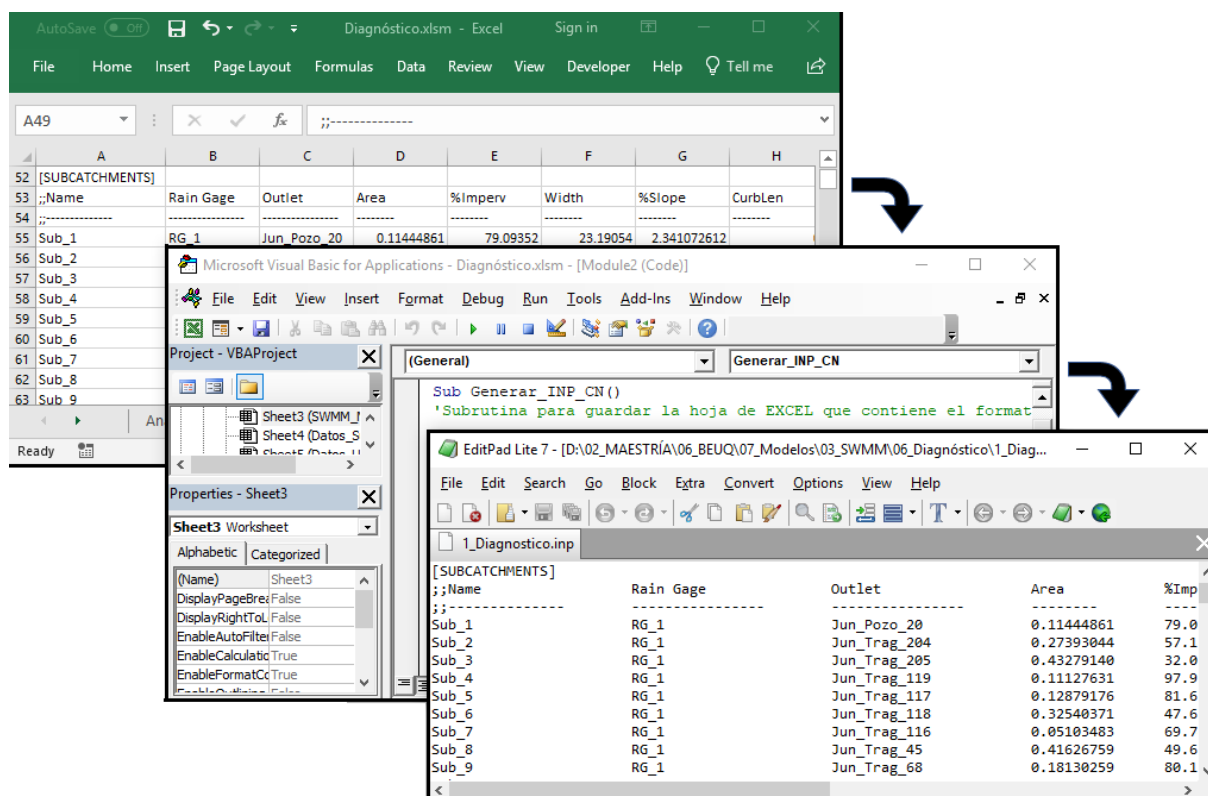


Figura 25. Esquema de exportación de datos y generación del archivo *.inp para el modelo de la red de alcantarillado de SWMM.

6.3. Análisis de sensibilidad

En el apartado 6.2.2. *Determinación de parámetros*, se hizo referencia a una clasificación de los parámetros según Yu, Yang & Chen (2001), en parámetros cuantificables y parámetros sujetos a calibración. En la literatura se menciona además que los parámetros medibles se asumen como exentos de error y se considera su magnitud como cierta, mientras que para los otros factores involucrados en las expresiones matemáticas, se deben emplear procesos de optimización hasta conseguir su valor idóneo (Choi & Ball, 2002). No obstante, debido a las limitaciones con la que se hizo este estudio de no contar con mediciones de campo⁹ para poder realizar una calibración del modelo, para dar una validez a las simulaciones y sus resultados, se decidió llevar a cabo un análisis de sensibilidad.

Se eligieron siete parámetros para analizar su comportamiento y peso que pudiesen tener en los resultados de las simulaciones, los cuales fueron: número de curva, porcentaje de área impermeable, coeficientes de rugosidad para el área impermeable y permeable, lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable y permeable, y coeficiente de rugosidad para el tránsito hidráulico. Sus valores asignados, así como sus rangos de variación propuestos, se basaron en una revisión de literatura de varias fuentes, así como de criterio personal y recomendaciones del tutor.

⁹ Se contaban con registros de precipitaciones, pero no existen datos de caudales en ningún punto de la red.

La metodología empleada fue la siguiente:

- i. Se confeccionó una tabla general (ver [Tabla 11](#)) en la que se establecieron los rangos de variación para cada uno de los siete parámetros seleccionados. Para aquellos parámetros que eran distintos en cada uso de suelo o diferente geometría, por ejemplo, se definieron sus rangos más específicamente en las tablas siguientes.
- ii. A partir de los datos tabulados, las simulaciones se ejecutaron del siguiente modo:
 - a. Se elegía un parámetro a analizar.
 - b. Con este parámetro seleccionado se realizaban, una a una, las simulaciones del modelo empezando desde su valor mínimo hasta su máximo de acuerdo con el incremento establecido, mientras que los demás parámetros permanecían constantes con su valor asignado.
 - c. Se extraían los resultados más relevantes para el sistema en general, tanto para su apartado de continuidad del flujo de escorrentía como para la continuidad del tránsito hidráulico.
 - d. Se extraían los resultados más relevantes para los dos nodos seleccionados, Jun_Pozo_71 y Jun_CPun_16 (ver [Figura 26](#)). Específicamente, se estudió el comportamiento del caudal pico, volumen del hidrograma y tiempo al pico.
 - e. A los resultados extraídos, se le aplicó un análisis estadístico y se representaron en gráficos para realizar comparaciones visuales con mayor facilidad.

Tabla 11. Rango de variación en los valores de los parámetros seleccionados del modelo SWMM para el análisis de sensibilidad.

Parámetro			Valor			Paso (incremento)
Nomenclatura	Unidad	Tipo (carácter)	Inicial	Mínimo	Máximo	
CN	[-]	Distribuido	Ver Tabla 12	-10%	10%	2%
%Imperv	[-]	Distribuido	Ver Tabla 13	-30%	30%	5%
n_imperv	[-]	Agregado	Ver Tabla 14	0.011	0.018	Variable (Ver Tabla 14)
n_perv	[-]	Agregado	Ver Tabla 14	0.150	0.240	Variable (Ver Tabla 14)
s_imperv	[mm]	Agregado	1.000	1.250	2.500	0.250
s_perv	[mm]	Agregado	3.000	2.500	5.500	0.500
n	[-]	Agregado	Ver Tabla 16	0.011	0.030	Variable (Ver Tabla 16)

Fuente: (SCS, 1986), (Méndez Morales, 2012b), (McCuen et al., 1996), (Rossman, 2015), (ASCE, 1994), (ASCE, 2007).

Tabla 12. Valores de número de curva (CN) asignado para cada uso de suelo, así como su rango de variación.

Uso del suelo	CN [-]		
	Asignado	Mínimo	Máximo
Aceras	98.000	88.200	100.000
Calle_parqueo	98.000	88.200	100.000
Edificios	98.000	88.200	100.000
Lago	100.000		
Zon_deport	80.000	72.000	88.000
Zona_verde	74.000	66.600	81.400

Fuente: (SCS, 1986)

Tabla 13. Valores del porcentaje de área impermeable (%Imperv) asignado para cada uso de suelo, así como su rango de variación.

Uso del suelo	%Imperv [-]		
	Asignado	Mínimo	Máximo
Aceras	98.000	68.600	100.000
Calle_parqueo	98.000	68.600	100.000
Edificios	100.000	70.000	100.000
Lago	100.000		
Zon_deport	25.000	17.500	32.500
Zona_verde	10.000	7.000	13.000

Fuente: (Méndez Morales, 2012b)

Tabla 14. Valores de coeficiente de rugosidad de Manning para el área impermeable (n_{imperv}) y el área permeable (n_{perv}), así como su rango de variación.

Uso del suelo	n Manning [-]			Paso (incremento)
	Asignado	Mínimo	Máximo	
Aceras	0.016	0.012	0.018	0.0012
Calle_parqueo	0.016	0.012	0.018	0.0012
Edificios	0.013	0.011	0.015	0.0008
Lago				
Zon_deport	0.170	0.150	0.240	0.0180
Zona_verde	0.170	0.150	0.240	0.0180

Fuente: (McCuen et al., 1996), (Rossman, 2015)

Tabla 15. Valores de la lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable (s_{imperv}) y el área permeable (s_{perv}), así como su rango de variación.

Parámetro	Lámina de almacenamiento [mm]			Paso (incremento)
	Asignado	Mínimo	Máximo	
s_{imperv}	1.000	1.250	2.500	0.250
s_{perv}	3.000	2.500	5.500	0.500

Fuente: (ASCE, 1994)

Tabla 16. Valores de rugosidad de Manning (n) para las distintas secciones y materiales de los conductos, así como su rango de variación.

Geometría del conducto	Material	n Manning [-]			Paso (incremento)
		Asignado	Mínimo	Máximo	
Tubería Circular	Concreto	0.017	0.012	0.017	0.0010
	Plástico	0.015	0.011	0.015	0.0008
Canal Trapezoidal	Concreto	0.020	0.011	0.020	0.0018
	Concreto y piedras	0.022	0.020	0.030	0.0020
Canal Triangular	Concreto	0.020	0.011	0.020	0.0018
Canal Rectangular	Concreto	0.020	0.011	0.020	0.0018
Canal Parabólico	Concreto	0.020	0.011	0.020	0.0018

Fuente: (ASCE, 2007)

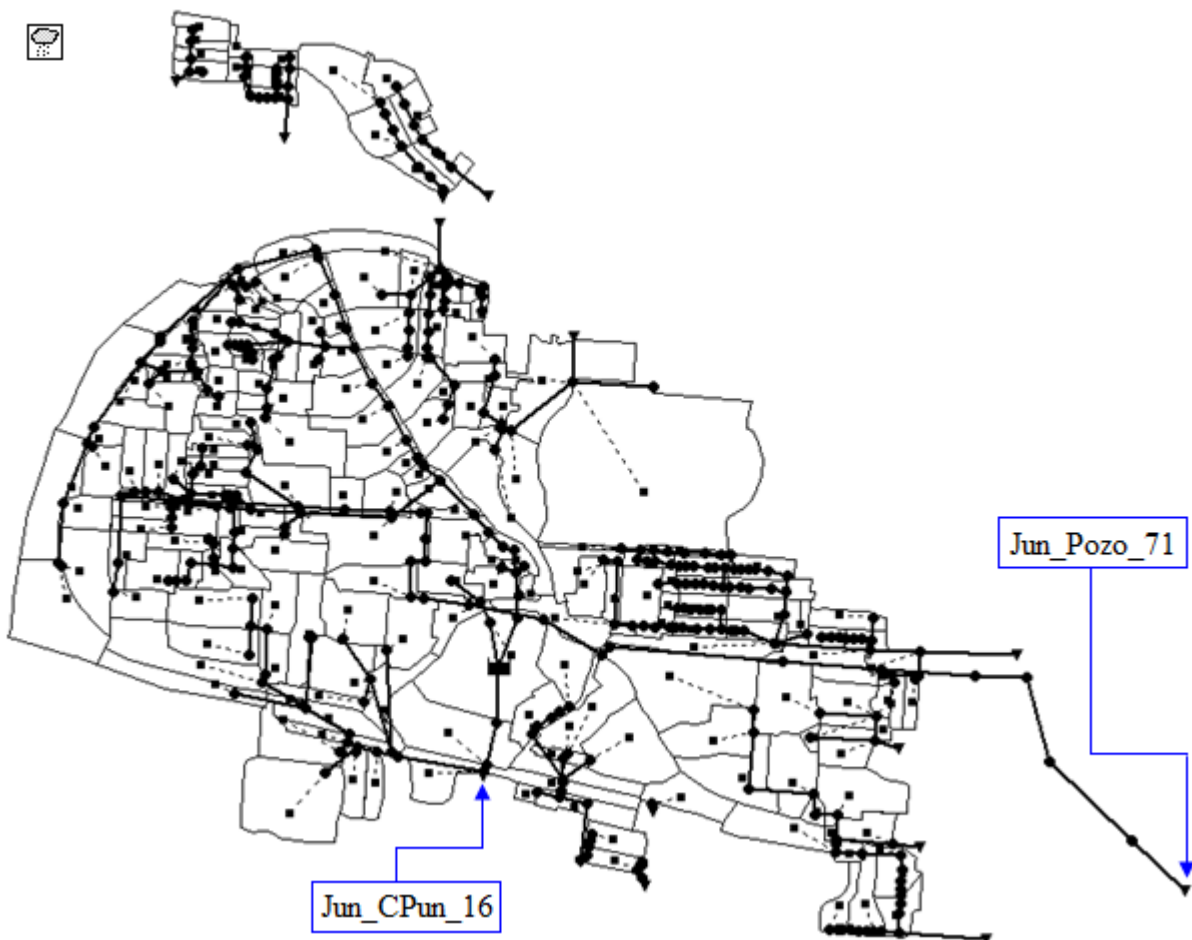


Figura 26. Ubicación de los nodos Jun_CPun_16 y Jun_Pozo_71, empleados para evaluar el análisis de sensibilidad.

En este estudio, se estableció como valor patrón, el resultado de la variable en análisis obtenida con los valores asignados a los parámetros, los que se habían calculado o tomado como punto de partida del modelo. Por su parte, para evaluar el cambio porcentual de resultado específico que interesaba son respecto del valor establecido como patrón, se empleó la Ecuación 18. Dicha



ecuación muestra de forma general, la expresión matemática utilizada, donde se sustituyen los valores necesarios dependiendo del caso.

$$\%E_i = \frac{|Pat_i - Sim_i|}{Pat_i} \cdot 100$$

..... Ecuación 18

Donde:

$\%E_i$: Error porcentual de la variable “*i*” [–]

Pat_i : Valor de la variable “*i*” tomada como patrón

Sim_i : Valor de la variable “*i*” obtenida en cada simulación

i: variable en análisis

7 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1. Construcción del modelo de la red de alcantarillado

Cuando se realizan modelos para representar sistemas, como la red de alcantarillado en este estudio, se deben considerar muchos factores de acuerdo con los objetivos planteados. Los elementos que lo definen, desde su esquematización y justificación de los valores en los parámetros, reflejan en gran medida el grado de detalle con el modelador quiere obtener sus resultados. No obstante, los alcances deben delimitarse desde el inicio y evaluarse constantemente, considerando la disponibilidad de los recursos como lo son las bases de datos, el equipo de cómputo, los tiempos de simulación y plazos de entrega de los trabajos (Jakeman, Letcher, & Norton, 2006).

También, cuando de modelación se trata, aparecen dos criterios se suma importancia y los cuales direccionan la investigación o estudio realizado, los cuales son el juicio de experto y la opinión (Krueger, Page, Hubacek, Smith, & Hiscock, 2012). El primero involucra el dominio de la ciencia y la tecnología por medio de la experiencia en un tema específico (Krueger et al., 2012), mientras que el segundo podría decirse que es el estado inicial del conocimiento de una persona o de una comunidad, donde el enfoque no está argumentado lo suficiente o que la justificación tiene un nivel de confiabilidad bajo (Ayyub, 2010).

Por otro lado, a pesar de que actualmente los sistemas de información geográfica (SIG) representan una poderosa herramienta para el profesional, en lo que a extracción de valores de un gran número de parámetros que se incluyen en los modelos matemáticos para simulación de redes, no siempre se cuenta con bases de datos lo suficientemente completas o ni siquiera existen para la zona de estudio. Este aspecto fue un factor que condujo al cálculo de ciertos parámetros de una forma más manual y no se usaran las herramientas que ya incorporan los SIG, como, por ejemplo, para el cálculo del ancho equivalente de las subcuencas o su misma pendiente promedio. Aun así, el trabajo realizado podría considerarse como un inicio en la construcción de una base de datos de la red, la cual se debería actualizar de manera constante, y de este modo, podría ayudar en tareas de diseño, planeación y hasta gestión de la misma red.

Sintetizando lo desarrollado en este estudio, luego de procesar la información espacial y demás tareas asociadas en QGIS, además de realizar los respectivos cálculos para cada uno de los parámetros involucrados en el modelo matemático y su exportación final como archivo de texto, se logró obtener la red de alcantarillado en SWMM. La Figura 27 muestra una porción de los elementos que componen el drenaje en estudio, pero principalmente, se destaca en esa imagen el cuadro resumen del proyecto. De manera muy general, el modelo en SWMM está compuesto por un pluviómetro, 212 subcuencas, 364 nudos, 18 nudos de descarga, una unidad de almacenamiento (representación del lago) y 366 conductos.

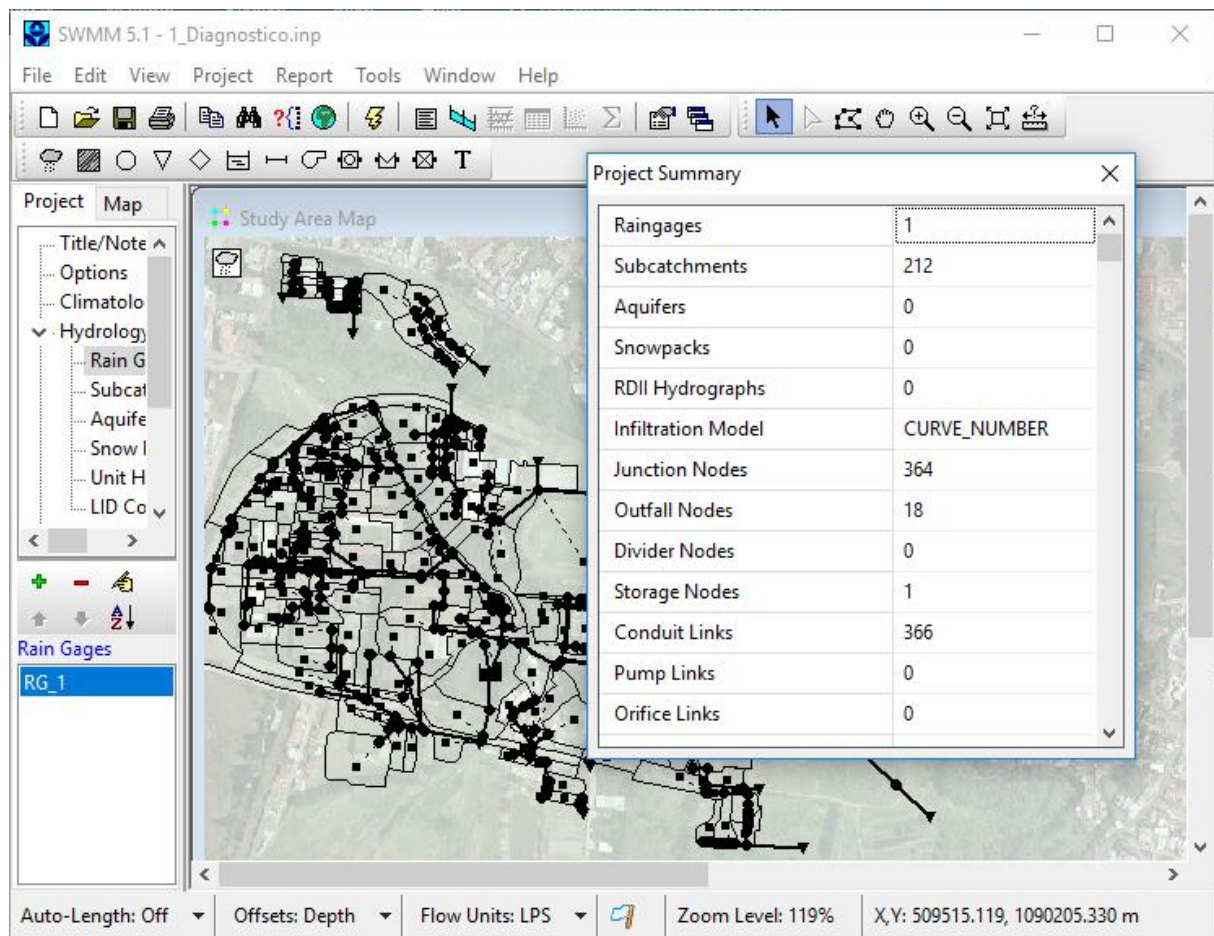


Figura 27. Visualización de la red de alcantarillado en SWMM y cuadro resumen de los componentes del modelo.

Más concretamente, el diagnóstico de la red se focaliza en su parte central, pues es la sección más densa y en la cual, debido a la distribución de la infraestructura dentro del campus del TEC, es donde se genera la mayor cantidad de escorrentía. No obstante, las simulaciones que se hicieron no eliminaron ningún sector o subred, pues siempre se incluyó la totalidad cada vez que se ejecutaba el modelo en SWMM. En la Figura 28 se muestra dicha sección de la red de alcantarillado, en la cual se aprecia, además, el nodo que representa la unidad de almacenamiento para representar el lago que existe. Los nudos de vertido desaguan la escorrentía transportada hacia una quebrada que se encuentra en el sector norte y un río que se localiza hacia el este, denominado Río Toyogres.

Por su parte, para la representación del lago se tomó en cuenta la acumulación de los sedimentos en el fondo tal y como se detalló en el apartado de metodología 6.2.2.8. Curva de almacenamiento del lago. Los demás nudos que representan imbornales y pozos pluviales fueron definidos considerando también su posible inundación y reingreso posterior del agua a la red de alcantarillado, pues la función “*Allow ponding*” se activó en el modelo matemático del SWMM. Según Méndez Morales (2012), este volumen es indispensable considerarlo en la modelación del sistema, pues si ocurriese algún evento de inundación, la cantidad de agua que sale acumulada fuera de la red no podría ser recuperada, lo que en consecuencia altera el balance de masas imposibilitando al motor de cálculo de SWMM de obtener una respuesta lógica.

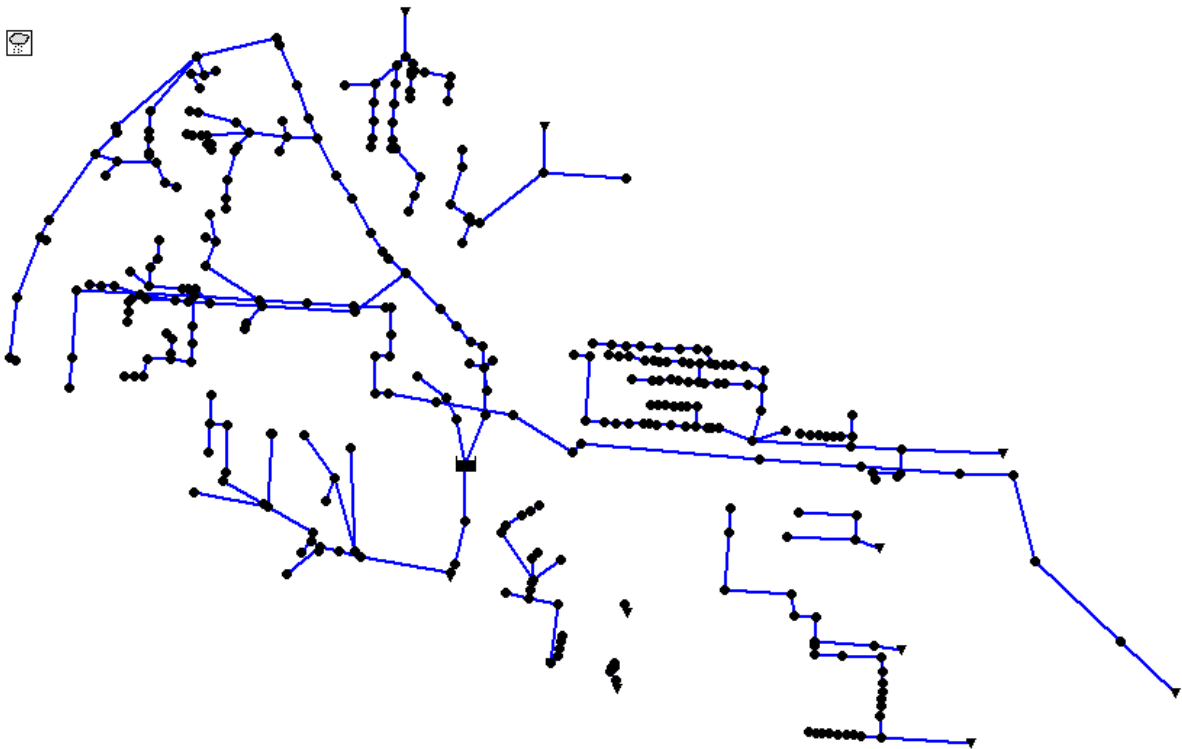


Figura 28. Representación de los elementos hidráulicos de la red de alcantarillado en el modelo SWMM.

En cuanto a la longitud total de los conductos de la red incluidos en el modelo después de su simplificación fue de 6 948.026 m, de los cuales el 90% corresponden a tuberías o conductos circulares que poseen un diámetro que varía entre los 100 mm y 1 2000 mm. Los restantes 694.823 m, engloban los tramos que se denominaron canales (cunetas o caños pluviales) que poseen geometría trapezoidal, rectangular, triangular y parabólica. El siguiente gráfico muestra la distribución de las cinco secciones transversales de los conductos.

- Tuberías
- Canal rectangular
- Canal trapezoidal
- Canal triangular
- Canal parabólico

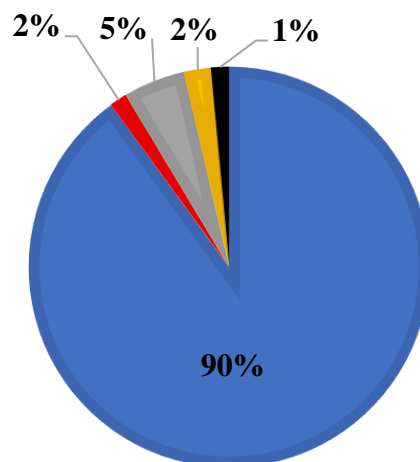


Figura 29. Distribución porcentual de los conductos del modelo de la red de alcantarillado en SWMM.

De las 89.920 ha que abarca el total del campus universitario, solamente 28.404 ha generan escorrentía que es captada por la red de alcantarillo. Esta área fue subdividida en 212 subcuencas con un trabajo muy minucioso, siguiendo la línea parte aguas para su delimitación y su respectiva asignación a un nodo de desagüe. No obstante, para realizar este trabajo existen otros métodos de interpolación donde se podría citar el método de los polígonos de Thiessen. Además, se dice que para un estudio como el que aquí se desarrolla, es oportuno que las subcuencas sean homogéneas en la mayor medida posible, aunque su distribución está condicionada principalmente con la ubicación de las unidades de captación del agua escurrida. Adicionalmente, se debe tener en consideración que una demarcación con áreas grandes (podría tomarse como parámetro aquellas mayores a 20 ha) puede perjudicar el análisis de las redes, pues en los resultados podría existir incongruencia debido a la presencia de zonas con poco detalle y datos muy generales (Apaza Rojas, 2016).

La Figura 30 muestra la distribución final luego de la confección de las subcuencas del modelo mediante un gráfico de frecuencias. Se denota que el rango que abarca casi el 55% de las unidades de drenaje es el que va desde los 0 hasta los 1 000 m², con una magnitud de 116. Aunado a esto, se tiene que el 92% de las subcuencas no superan los 3 000 m², concentrando 196 de las 212. Como datos adicionales, se obtuvo que el área más pequeña fue de apenas 76.369 m² mientras que la mayor de 21 379.922 m² (incluye una cancha de fútbol).

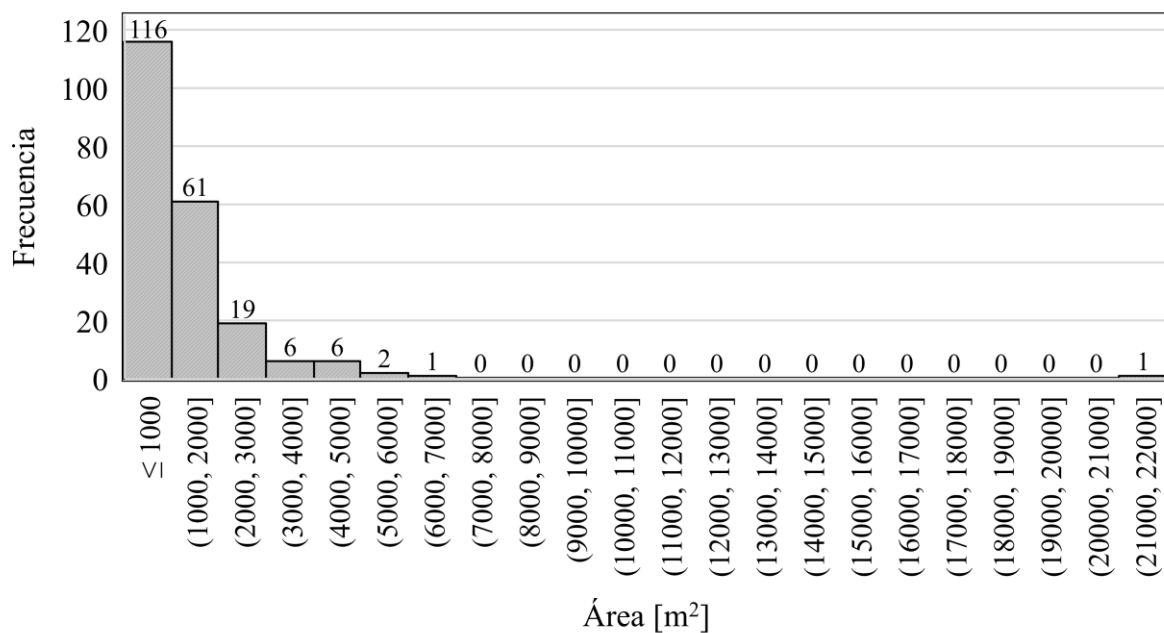


Figura 30. Distribución de las subcuencas del área de estudio de acuerdo con su área.

Por otro lado, definiendo con mayor propiedad el modelo matemático de la red en SWMM, el intervalo de cálculo hidráulico (“Time Steps”) es de suma importancia pues define el grado de detalle con el que se ejecutan los procesos de cálculo, tanto para el flujo de escorrentía superficial como para el tránsito hidráulico. Este dato, cuando se emplea el modelo de onda dinámica para resolver las ecuaciones de Saint-Venant, debe ser pequeño, tomando un valor inferior a los 30 segundos, el cual podría ser modificado automáticamente por SWMM para poder mantener la estabilidad numérica (Rossman, 2015).

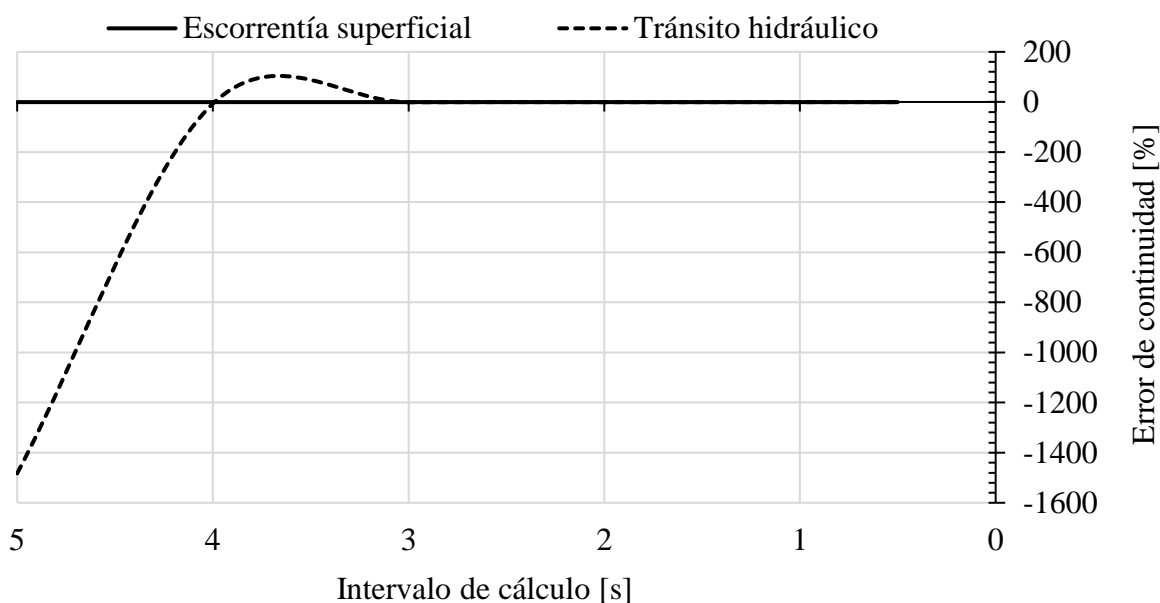


Figura 31. Variación porcentual del porcentaje de error de continuidad en función del intervalo de cálculo hidráulico en el modelo SWMM.

En este estudio, el intervalo de cálculo hidráulico se obtuvo luego de analizar la variación porcentual de los errores de continuidad en la escorrentía superficial y tránsito hidráulico, tal y como lo muestra la Figura 31. Se observa en esa gráfica que el error de continuidad de la escorrentía superficial permanece constante con un valor de -0.650% en el rango de intervalos ensayados. Por el contrario, para el error de continuidad en el tránsito hidráulico, su variación resulta totalmente significativa, disminuyendo conforme se reduce el intervalo (eje de las abscisas), pasando desde los -1 482.550% para los 5 s, a -0.606% para 0.5 s. Debido a esto, el valor seleccionado en el modelo fue de 0.5 segundos como intervalo de cálculo hidráulico, no suponiendo esto restricción alguna desde el punto de vista computacional.

7.2. Análisis de sensibilidad

Debido a que no se contaba con datos para realizar la calibración del modelo, se optó por realizar un análisis de sensibilidad para ver el efecto de los parámetros en los resultados más relevantes y de este modo, dar validez al estudio. Además, en la literatura se establece que tanto los análisis de incertidumbre como los análisis de sensibilidad, son procesos muy importantes para evaluar el desempeño de los modelos matemáticos (Jakeman et al., 2006) y para estudiar el efecto que juegan las variables que los integran.

Se debe agregar también, que un análisis de sensibilidad puede ser global cuando se trata de prorratear la incertidumbre que se genera en los resultados generales del modelo (se evalúa el modelo en todo el espacio) o puede ser local cuando se analizan el efecto en un solo punto del espacio (Gamerith, Neumann, & Muschalla, 2013). Asimismo, Jakeman et al (2006) indican que los resultados que se obtienen de un análisis de sensibilidad podrían ser difíciles de

interpretar, ya sea por la cantidad de parámetros estudiados o sus relaciones causa-efecto dentro del modelo, por lo que se debe restringir muy bien su alcance.

En mención del marco en contexto, para este estudio fueron elegidos siete parámetros para analizar su comportamiento, los cuales se citan: número de curva (CN), porcentaje de área impermeable (%Imperv), coeficientes de rugosidad para el área impermeable (n_{imperv}) y permeable (n_{perv}), lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable (s_{imperv}) y permeable (s_{perv}), y coeficiente de rugosidad para el tránsito hidráulico (n). Sus valores asignados, así como sus rangos de variación que se analizaron, se basaron en distintas fuentes consultadas, así como de criterio personal y recomendaciones del tutor.

Se dejaron por fuera de este análisis, los parámetros de pendiente promedio un ancho de la subcuenca, pues sus formas de cálculo se asumieron como únicas y sus resultados como valores muy aproximados a la realidad. Sin embargo, el ancho característico suele ser un parámetro que comúnmente entra dentro del set de variables que se calibran en los modelos, el cual varía de acuerdo con la delimitación de las área tributarias que haya hecho el profesional en su estudio, y que además, tiene un peso importante en los hidrogramas de salida del sistema (Macor, 2002).

Luego de obtener los resultados de las cuarenta y nueve simulaciones donde se involucraron los siete parámetros, se trató de resumir la información en varias tablas y figuras que irán mostrando y analizando más adelante.

Es así como, la [Tabla 17](#) muestra los resultados correspondientes con el flujo de escorrentía superficial para toda la red de drenaje, donde se observa que, tal y como era de esperar debido a las expresiones matemáticas que emplea el SWMM en su motor de cálculo, los parámetros que mayor influencia tienen en el modelo son el número de curva y el porcentaje de impermeabilidad, tanto en el error relativo de pérdidas por infiltración (E_{Per_Inf}) como en el error relativo de almacenamiento final (E_{Alm_Fin}). A pesar de esto, hay que recordar que los errores relativo promedio porcentuales obtenidos no superan el rango de variación que se analizó para dicho parámetro. En el caso del CN se varió en un $\pm 10\%$ sobre el valor asignado, es decir, una variación en un rango absoluto del 20%, y la respuesta del modelo arroja un valor de E_{Per_Inf} y E_{Alm_Fin} , fueron de 15.467% y 18.472% respectivamente. Por su parte, el %Imperv se varió en un $\pm 30\%$ sobre el valor asignado, es decir, una variación en un rango absoluto del 60%, y la respuesta del modelo arroja un valor de E_{Per_Inf} y E_{Alm_Fin} , fueron de 9.973% y 13.608% respectivamente.

También se puede mencionar que el n_{imperv} , el n_{perv} y el s_{perv} resultaron poco sensibles en el modelo, hablando de escorrentía superficial, pues sus errores relativos promedio no superan el 4.5% independientemente del error al que se haga referencia. El s_{imperv} y el n , por su lado, fueron totalmente insensibles en los resultados y su variación pasó desapercibida por el modelo de SWMM al obtener los errores de continuidad de la escorrentía.

La [Tabla 18](#) contempla los resultados correspondientes a la continuidad del tránsito hidráulico medido para toda la red de alcantarillado. En este apartado, se puede decir de manera general que el modelo confeccionado en SWMM es robusto y sus resultados son fiables en gran medida,

a pesar de prever cierta variabilidad en sus parámetros. Esto se afirma luego de observar que, ninguno de los errores relativos porcentuales promedio tabulados supera, siquiera, el 7.5%. Aun así, parámetros como el CN y el %Imperv, nuevamente vuelven a ser partícipes de los errores más llamativos a simple vista, para los errores relativos de la entrada de flujo (E_{Ent_Flu}), de la salida de flujo (E_{Sal_Flu}) y de pérdidas por inundación (E_{Per_Inu}). Por su parte, el n_{imperv} y el n_{perv} resultaron poco sensible a la hora de evaluar el error relativo de continuidad en el tránsito hidráulico (E_{Con_TH}) con un 5.9%.

El n de Manning, como se esperaba, tiene una participación cuantificable en los resultados de tránsito hidráulico, con errores relativos porcentuales que oscilan entre los 3.044% y los 7.343%. Era de esperar, pues este parámetro es un dato que se aplica en las ecuaciones de Saint-Venant como se había establecido en apartados anteriores de este documento. Cabe resaltar aquí, que nuevamente el s_{imperv} es totalmente insensible en el modelo de SWMM en lo que a movimiento y conducción de agua en los conductos respecta.

Es bueno aclarar que el coeficiente de variación que se muestra en las [Tabla 17](#) y [Tabla 18](#), posee valores altos en aquellos casos donde la desviación estándar obtenida es un valor muy similar al promedio o mayor que éste, situación que resulta ser frecuente ([Sáez Castillo, 2012](#)).

Continuando con el análisis de sensibilidad, pero ahora a nivel local, se analizaron las respuestas del modelo en dos nodos de vertido, el [Jun_Pozo_71](#) y el nodo [Jun_CPun_16](#), los cuales se pudieron ver en la sección metodológica en la [Figura 26](#). El primer nodo mencionado se eligió pues resume la descarga de un tramo de conducción muy extenso (la longitud del tramo más largo que descarga en ese punto es de 1 175 m – ver [Anexo_Figura 9](#) en la sección de Anexos), pues recorre casi toda el área de estudio en sentido de Oeste a Este. El nodo [Jun_CPun_16](#) tiene la particularidad que aguas arriba de él, se encuentra el lago y antes de éste, hay una sección que llama la atención en el campus universitario que es el canal de sección trapezoidal. No se puede dejar de lado que el este segundo punto de descarga refleja resultados de un tramo, que, en su totalidad, no es nada despreciable, pues su recorrido mayor es de 775 m (ver [Anexo_Figura 10](#) en la sección de Anexos). Por último, e introduciendo este apartado, las tres variables de salida que evaluaron fueron el error relativo volumétrico (E_V), el error relativo del caudal pico (E_{Qp}) y el error relativo del tiempo pico (E_{tp}).

Los resultados obtenidos para el nodo [Jun_Pozo_71](#) se encuentran en la [Tabla 19](#). Se aprecia en los parámetros %Imperv, n_{imperv} , n_{perv} , s_{imperv} y s_{perv} no parecen tener efecto significativo sobre las dos primeras variables tabuladas, E_V y E_{Qp} , pues el error promedio relativo no alcanza si quiera los dos puntos porcentuales. El CN tiene un efecto apenas un poco mayor, principalmente en el volumen de escorrentía, con un error relativo del 2.271%. Por su parte, el coeficiente de rugosidad del tránsito hidráulico si tiene un efecto mayor sobre el E_V y E_{Qp} , pero esto se le puede atribuir a la longitud de recorrido del tramo y su relación con los efectos de la fricción, puesto que este nudo presenta aguas arribas la mayor longitud de recorrido con 1 175 metros.

Tabla 17. Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para los distintos parámetros, obtenidos para toda la red de alcantarillado pluvial, correspondientes a la continuidad del flujo de escorrentía.

Parámetro	E _{Pre_Tot} [%]			E _{Per_Inf} [%]			E _{Esc_Sup} [%]			E _{Alm_Fin} [%]			E _{Con_FE} [%]		
	Prom.	SD	CV	Prom.	SD	CV	Prom.	SD	CV	Prom.	SD	CV	Prom.	SD	CV
CN	0.000	0.000	0.000	15.467	8.752	56.583	4.178	2.378	56.907	18.472	10.957	59.317	0.880	0.795	90.420
%Imperv	0.000	0.000	0.000	9.973	10.190	102.171	2.970	2.947	99.244	13.608	15.194	111.657	8.720	8.219	94.246
n_imperv / n_perv	0.000	0.000	0.000	1.289	0.981	76.152	0.395	0.295	74.618	2.621	2.112	80.574	3.328	2.478	74.459
s_imperv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
s_perv	0.000	0.000	0.000	3.385	2.695	79.621	0.956	0.753	78.767	3.580	3.184	88.939	2.502	1.963	78.452
n	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Donde E_{Pre_Tot} es el error relativo sobre la precipitación total, E_{Per_Inf} es el error relativo de las pérdidas por infiltración, E_{Esc_Sup} es el error relativo de la escorrentía superficial, E_{Alm_Fin} es el error relativo del almacenamiento final, E_{Con_FE} es el error relativo del error de continuidad del flujo de escorrentía, Prom es el promedio, SD es la desviación estándar, y CV es el coeficiente de variación.

Tabla 18. Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para los distintos parámetros, obtenidos para toda la red de alcantarillado pluvial, correspondientes a la continuidad del tránsito hidráulico.

Parámetro	E _{Ent_Flu} [%]			E _{Sal_Flu} [%]			E _{Per_Inu} [%]			E _{Vol_Alm} [%]			E _{Con_TH} [%]		
	Prom.	SD	CV	Prom.	SD	CV	Prom.	SD	CV	Prom.	SD	CV	Prom.	SD	CV
CN	4.179	2.379	56.921	3.166	1.810	57.164	6.334	3.557	56.160	0.000	0.000	0.000	4.545	3.168	69.687
%Imperv	2.969	2.949	99.309	2.377	2.299	96.721	4.237	4.275	100.886	0.026	0.040	156.125	5.281	3.700	70.075
n_imperv / n_perv	0.397	0.297	74.798	0.141	0.093	65.807	1.181	0.797	67.450	0.000	0.000	0.000	5.886	2.670	45.371
s_imperv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
s_perv	0.957	0.755	78.899	0.650	0.511	78.657	1.497	1.208	80.703	0.000	0.000	0.000	4.338	3.557	81.999
n	0.000	0.000	0.000	3.044	2.347	77.083	4.136	3.207	77.536	0.332	0.240	72.457	7.343	4.593	62.547

Donde E_{Ent_Flu} es el error relativo de la entrada de flujo, E_{Sal_Flu} es el error relativo de la salida de flujo, E_{Per_Inu} es el error relativo de las pérdidas por inundación, E_{Vol_Alm} es el error relativo del volumen almacenado final, E_{Con_TH} es el error relativo del error de continuidad del tránsito hidráulico, Prom es el promedio, SD es la desviación estándar, y CV es el coeficiente de variación.

Tabla 19. Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para los distintos parámetros medidos en el nodo de desagüe Jun_Pozo_71.

Parámetro	E _v [%]			E _{Qp} [%]			E _{tp} [%]		
	Prom.	SD	CV	Promedio	SD	CV	Promedio	SD	CV
CN	2.271	1.272	55.995	1.878	1.098	58.469	1.136	3.769	331.662
%Imperv	1.681	1.832	108.979	1.682	1.960	116.485	4.808	6.330	131.656
n_imperv / n_perv	0.559	0.371	66.343	1.029	0.659	64.057	4.167	6.455	154.919
s_imperv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
s_perv	0.333	0.259	77.741	0.730	0.582	79.712	3.571	6.099	170.783
n	8.380	6.498	77.543	12.856	9.911	77.091	0.000	0.000	0.000

Donde E_v es el error relativo volumétrico, E_{Qp} es el error relativo del caudal pico, E_{tp} es el error relativo del tiempo pico, Prom es el promedio, SD es la desviación estándar, y CV es el coeficiente de variación.

Tabla 20. Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para los distintos parámetros medidos en el nodo de desagüe Jun_CPun_16.

Parámetro	E _v [%]			E _{Qp} [%]			E _{tp} [%]		
	Prom.	SD	CV	Promedio	SD	CV	Promedio	SD	CV
CN	2.828	2.641	93.367	4.921	2.730	55.471	7.955	6.307	79.282
%Imperv	2.873	3.258	113.398	3.534	3.579	101.250	4.808	6.330	131.656
n_imperv / n_perv	2.061	1.467	71.158	4.872	2.009	41.231	10.417	5.103	48.990
s_imperv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
s_perv	0.527	0.506	0.959	1.115	0.917	82.269	0.000	0.000	0.000
n	1.753	0.974	55.575	5.377	6.912	128.558	8.333	6.455	77.460

Donde E_v es el error relativo volumétrico, E_{Qp} es el error relativo del caudal pico, E_{tp} es el error relativo del tiempo pico, Prom es el promedio, SD es la desviación estándar, y CV es el coeficiente de variación.

En el otro nudo analizado, el Jun_CPun_16, se obtuvieron los resultados contenidos en la Tabla 20. Se aprecia que el E_V presenta mayor variación si se compara con lo medido para el nudo anterior, pues ya hay participación de los parámetros %Imperv, n_imperv y n_perv; aun así, ningún valor supera los tres puntos porcentuales en general. Misma situación sucedió con el E_{Qp} , con el valor más alto para el n de Manning del tránsito hidráulico con apenas un 5.377%. Este comportamiento de los resultados quizás pueda atribuirse a un efecto de laminación por la capacidad de almacenamiento del lago.

Adicionalmente y de manera global, para las tres variables analizadas en los dos nodos de descarga, se evidenció que el efecto producido por lámina de almacenamiento en depresiones sobre la zona impermeable es nulo. También, el E_{tp} arrojó los valores mayores en ambos puntos, aspecto que se debe a la discretización temporal utilizada en los resultados, pues el informe se decidió que fuera cada 5 minutos. Esto hacía que, en el momento de promediar los tiempos pico de cada simulación, los saltos en intervalos de cinco minutos alteraran de manera significativa la media.

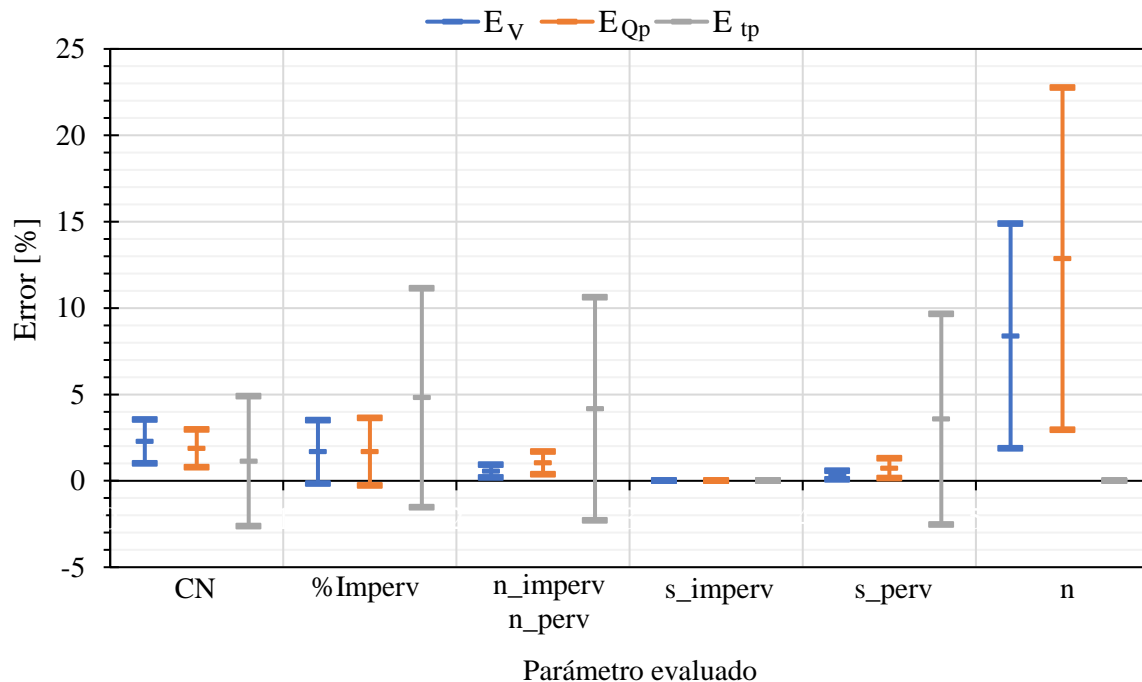


Figura 32. Comparación gráfica del promedio más menos una desviación estándar en las variables estadísticas definidas en el análisis de sensibilidad, para cada uno de los parámetros del modelo matemático, evaluados para el nodo de desagüe Jun_Pozo_71.¹⁰

Se decidió también presentar los resultados de los errores relativos de manera gráfica, para visualizar con mayor facilidad el efecto que causó la variación de cada uno de los siete parámetros en los dos nudos seleccionados. Los gráficos correspondientes se encuentran en las Figuras 32 y 33, los cuales muestran el valor promedio más menos una desviación estándar. Esto se realizó de esa manera, pues de acuerdo con el teorema de Chebyshev se considera que

¹⁰ Donde E_V es el error relativo volumétrico, E_{Qp} es el error relativo del caudal pico, E_{tp} es el error relativo del tiempo pico

dos terceras partes de los resultados errores relativos, independientemente de la variable en análisis, tienen la probabilidad de situarse dentro de este rango, representando alrededor del 68% de los datos (Walpole, Myers, Myers, & Ye, 2012).

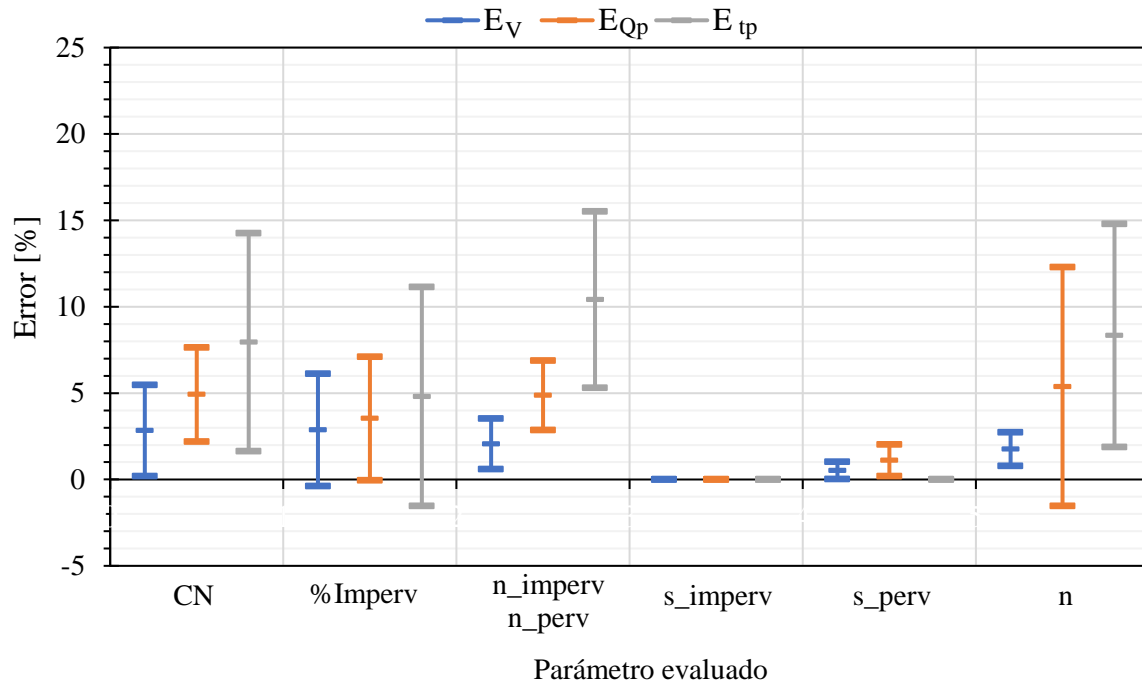


Figura 33. Comparación gráfica del promedio más menos una desviación estándar en las variables estadísticas definidas en el análisis de sensibilidad, para cada uno de los parámetros del modelo matemático, evaluados para el nodo de desagüe Jun_CPun_16.

Luego, para cada uno de los parámetros se extrajeron en los nodos de drenaje elegidos, los resultados de caudal desaguado y tiempo, para de este modo graficar sus respectivos hidrogramas. No obstante, debido a la cantidad de figuras, en este apartado se limita solamente a mostrar los hidrogramas generados después del análisis de sensibilidad para el número de curva (Figuras 34 y 35) y n de Manning del tránsito hidráulico (Figuras 36 y 37), tanto del nodo Jun_CPun_16 como para el nodo Jun_Pozo_71.¹¹

Los hidrogramas que le corresponden al Jun_Pozo_71 presentan una característica común, la cual es, que, al aumentar el valor del parámetro analizado, la curva final de caudal en función del tiempo aumenta también, pero manteniendo su forma básica. Esto en consecuencia, lo que propicia es un aumento en el volumen desfogado y caudal pico, pero mantiene su tiempo al pico en las curvas. En contraparte, los hidrogramas asociados al vertido del nudo Jun_CPun_16 presentan ligeras variaciones en su estructura conforme se varía el parámetro en estudio, lo que se le atribuye al efecto de laminación del lago discutido antes. Este comportamiento modifica ligeramente el caudal pico y su tiempo de llegada al punto final.

¹¹ Los demás hidrogramas se pueden ver en el capítulo de Anexos, 11.1. Resultados adicionales del análisis de sensibilidad

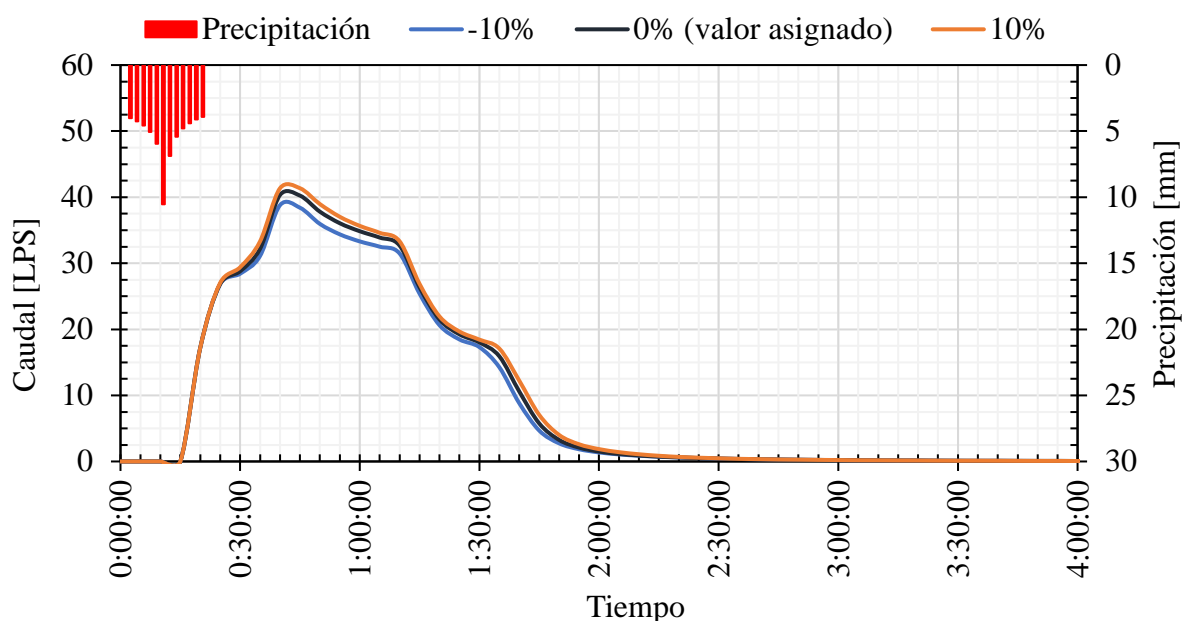


Figura 34. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el número de curva en el nodo Jun_Pozo_71. Las curvas corresponden a las simulaciones con el valor asignado del parámetro, su mínimo y su máximo.

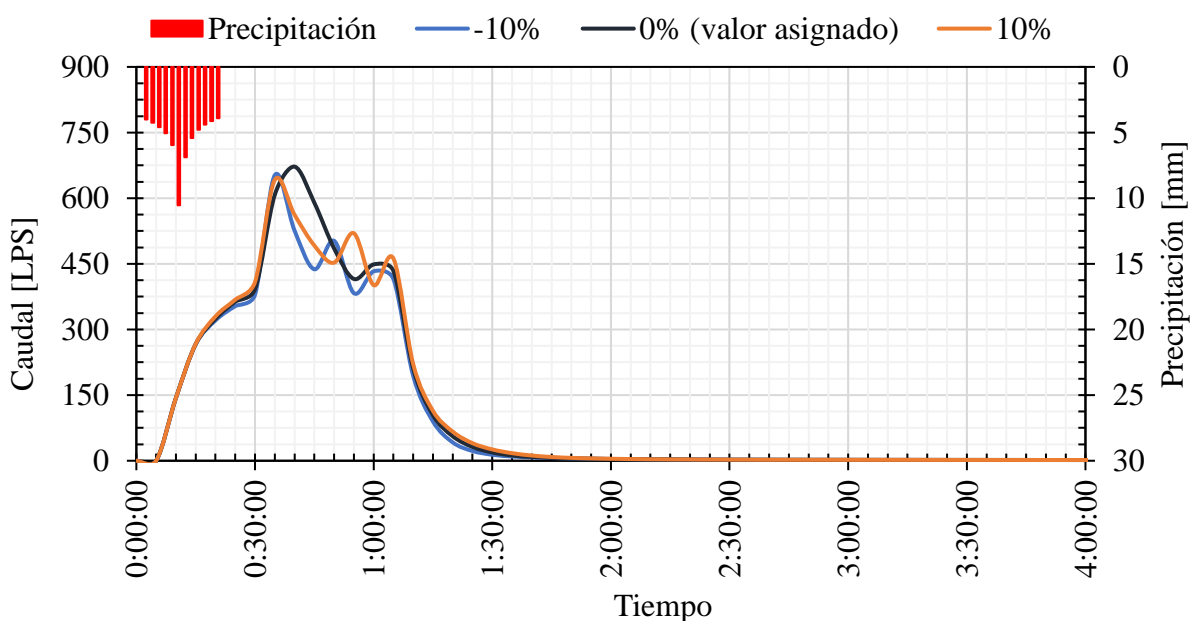


Figura 35. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el número de curva en el nodo Jun_CPun_16. Las curvas corresponden a las simulaciones con el valor asignado del parámetro, su mínimo y su máximo.

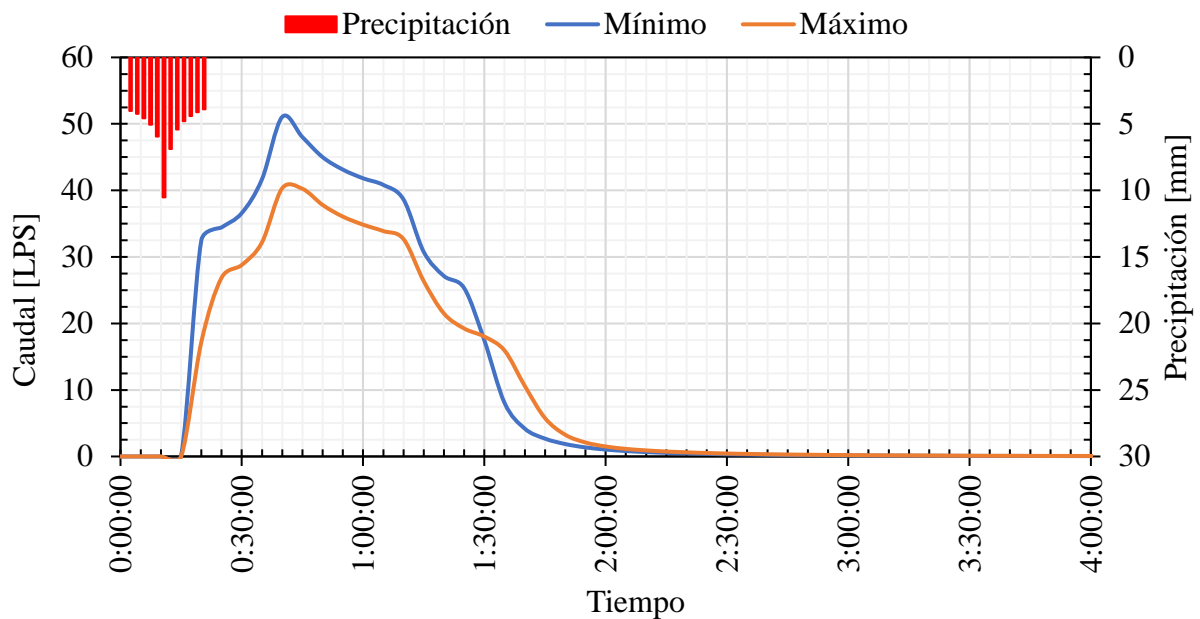


Figura 36. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el n de Manning (tránsito hidráulico) en el nodo Jun_Pozo_71. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.

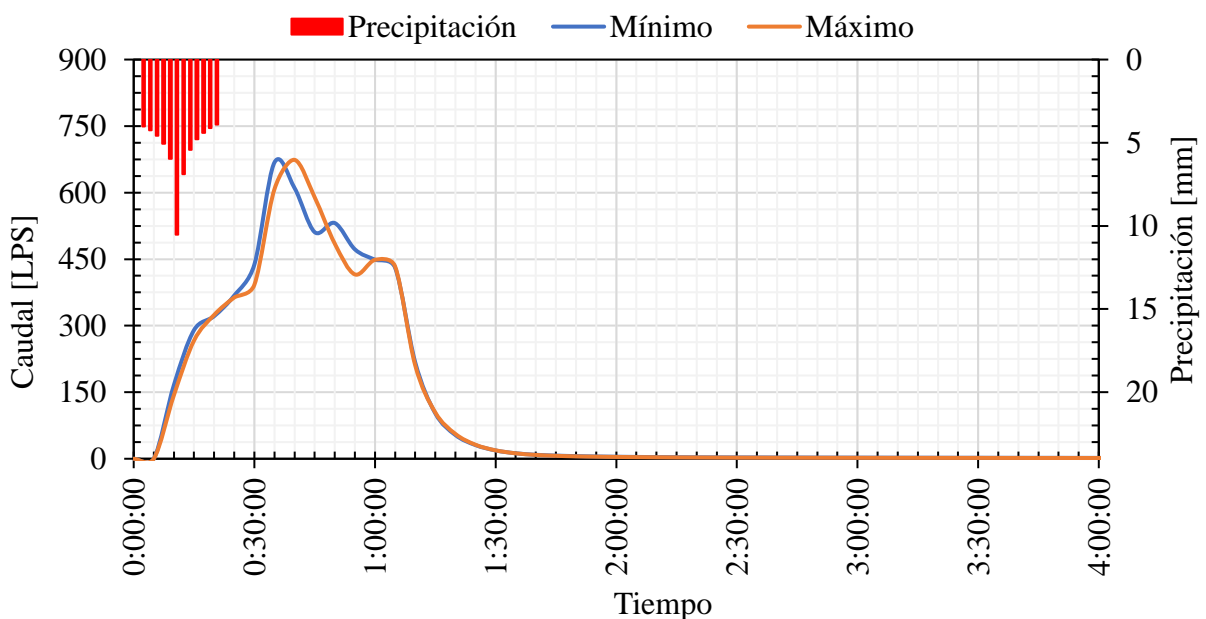


Figura 37. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el n de Manning (tránsito hidráulico) en el nodo Jun_CPun_16. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.

Finalmente, basándose de nuevo en las Figuras 32 y 33, se observa que los errores relativo promedio no superan los diez puntos porcentuales (excepto el E_{Qp} para el nodo Jun_CPun_16), lo que se traduce a que el modelo de la red de alcantarillado confeccionado en SWMM es confiable y apto para el desarrollo de su diagnóstico y propuesta de soluciones.

7.3. Diagnóstico de la situación actual de la red de alcantarillado

Para realizar el diagnóstico actual de la red de alcantarillo, se empleó una tormenta de diseño de 60 minutos de duración con intervalos de cinco minutos, para un período de retorno de 10 años, tal y como lo estipula la legislación costarricense. La intensidad máxima fue de 126.3 mm/h. Por su parte, la versión empleada del SWMM fue la 5.1, seleccionando el modelo de onda dinámica para resolver las ecuaciones del tránsito hidráulico, estipulando un intervalo de cálculo de 0.5 segundos y una simulación total de 12 horas. La curva batimétrica asignada al lago fue la que contempla la sedimentación existente en el fondo de éste, como se explicó en su anteriormente en el apartado de metodología.

El diagnóstico se subdivide en dos apartados principales; el primero es un análisis global de la red que se fundamenta en un balance de masas, y el segundo es un análisis local que se enfoca a detectar qué elementos presentan problemas de acuerdo con ciertos criterios que serán citados en su momento.

7.3.1. Análisis global de la red de alcantarillado

Luego de ejecutar la primera simulación, se obtuvieron los resultados globales que se muestran en la Figura 38. Dentro de la respuesta del modelo en lo referente a la continuidad de escorrentía, se tiene que llueven en total 63.953 mm sobre toda el área de estudio (lo que representa 18 165 m³), de los cuales el 22.841% se infiltra, el 0.636% se almacena y el 78.175% es escorrentía superficial como tal.

En la parte B de la figura, se plasman los datos obtenidos asociados con la continuidad en el tránsito hidráulico. A la red ingresa un total de 14 201 m³, de los cuales, la red solo es capaz de verter 7 801 m³ y almacenar 1 206 m³, mientras que el volumen restante genera pérdidas por inundación en los nudos del modelo.

*****			*****		
Runoff Quantity Continuity	Volume hectare-m	Depth mm	Flow Routing Continuity	Volume hectare-m	Volume 10^6 ltr
*****			*****		
Total Precipitation	1.816	63.953	Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000	Wet Weather Inflow	1.420	14.201
Infiltration Loss	0.397	13.968	Groundwater Inflow	0.000	0.000
Surface Runoff	1.420	49.995	RDII Inflow	0.000	0.000
Final Storage	0.012	0.407	External Inflow	0.000	0.000
Continuity Error (%)	-0.651		External Outflow	0.780	7.801
			Flooding Loss	0.557	5.573
			Evaporation Loss	0.000	0.000
			Exfiltration Loss	0.000	0.000
			Initial Stored Volume	0.029	0.291
			Final Stored Volume	0.121	1.206
			Continuity Error (%)	-0.606	

Figura 38. Resumen de resultados globales para la red de alcantarillo (**A:** Continuidad en el flujo de escorrentía superficial - **B:** Continuidad en el tránsito hidráulico).

7.3.2. Análisis local de la red de alcantarillado

7.3.2.1. Capacidad hidráulica en conductos

La siguiente figura muestra el estado actual de la capacidad o condición en la cual están trabajando los conductos de la red en el minuto 40, pues la situación más crítica se encuentra entre los 35 y 40 minutos de todas las 12 horas de simulación (instante de ocurrencia del pico del hidrograma).

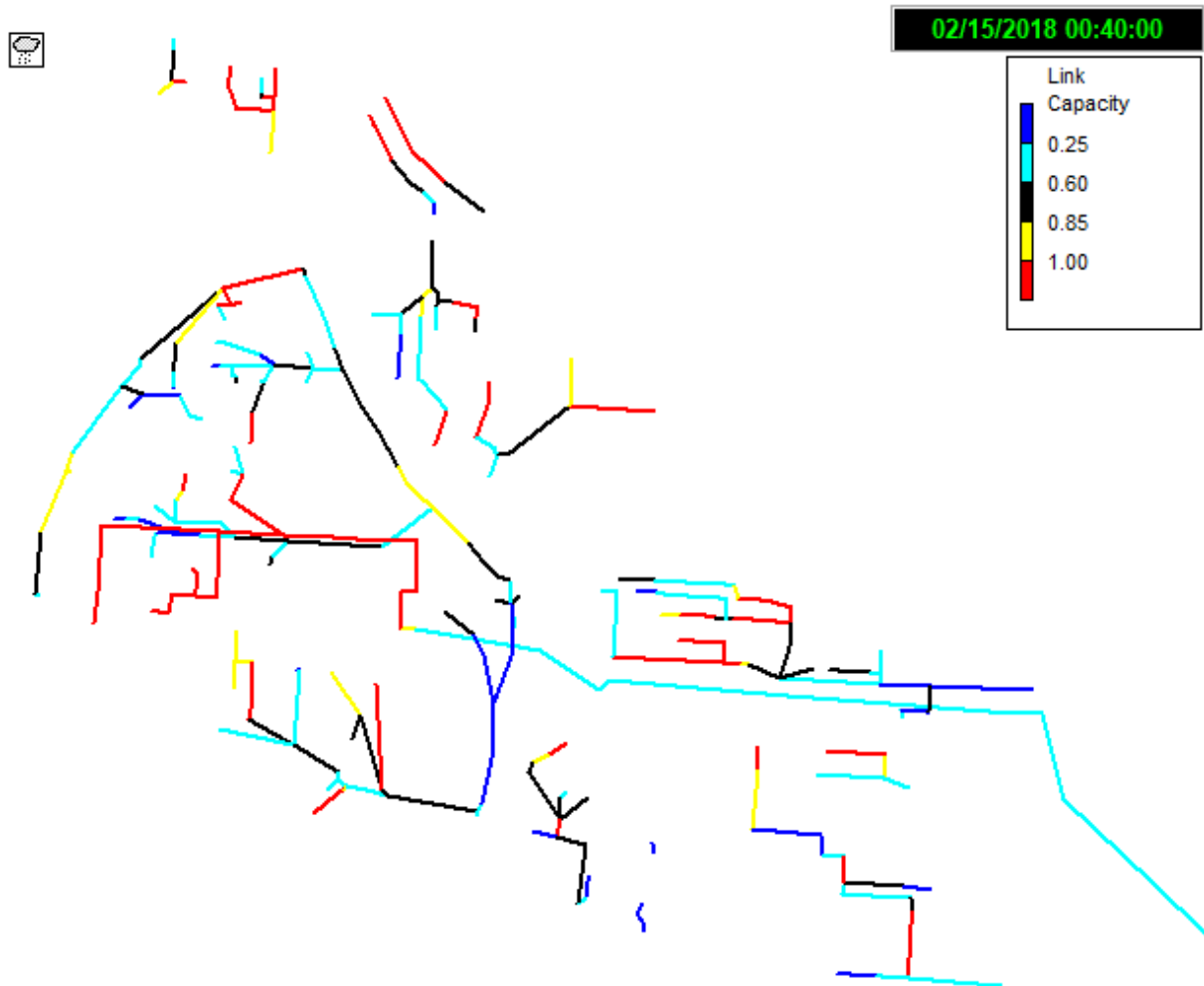


Figura 39. Estado actual de la capacidad hidráulica en la red para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).

(La leyenda indica el nivel de sobre carga respecto de la dimensión vertical máxima del conducto, correspondiendo el valor 1 a los tramos en carga)

Se observa que hay una gran parte de las tuberías que están trabajando sobre la máxima relación entre el nivel máximo de agua y diámetro según la legislación costarricense, la cual establece dicho valor en un 0.85. Sin embargo, es más desfavorable observar que varios tramos presentan la condición de funcionamiento en presión.

En resumen, se tiene que, de los 366 tramos de conducción, 120 superan el umbral de capacidad hidráulica establecida en la Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Sistemas de

Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento y Pluvial lo que representa casi un 33%, mientras que 22 conductos trabajan en carga (alrededor del 6% de toda la red).

7.3.2.2. Velocidad en conductos

La Figura 40 muestra el estado actual en términos de velocidad, para los tramos de conducción, el cual ha sido determinado como una situación crítica de todas las 12 horas de simulación.

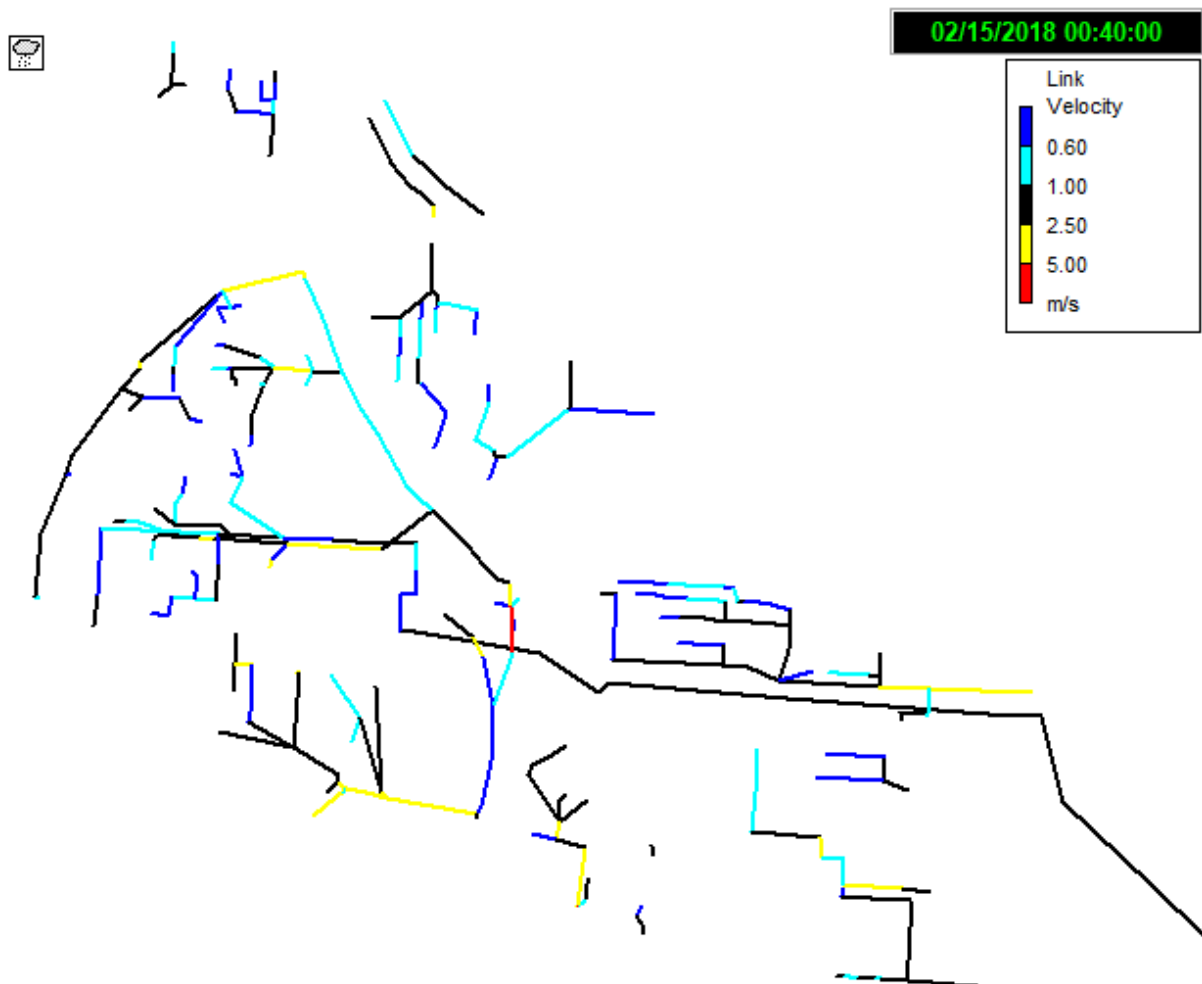


Figura 40. Estado actual de la velocidad del flujo en la red para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).

Se puede ver que hay ciertos tramos, conductos de cabecera en su mayoría, que están por debajo de la mínima velocidad estipulada en la norma de Costa Rica, la cual es de 0.6 m/s. Aun así, no hay tramos que superan el máximo de 5 m/s establecido, pues rondan los valores más elevados, los 4 m/s.

En resumen, se tiene que 36 conductos son los que presentan, para el instante de los 40 minutos, una velocidad inferior a los 0.6 m/s, lo que representa casi diez puntos porcentuales sobre la totalidad de tramos de conducción.

7.3.2.3. Nudos

La Figura 41 representa los nudos que tienen problemas de capacidad para uno de los dos estados más desfavorable de la simulación total. Los nudos rojos, los de mayor tamaño, son los que más volumen de escorrentía pierden por inundación, mismo que están estrechamente asociados a aquellos tramos de conducción que en la Figura 39 se veía que funcionaban a una capacidad hidráulica limitada o a presión.

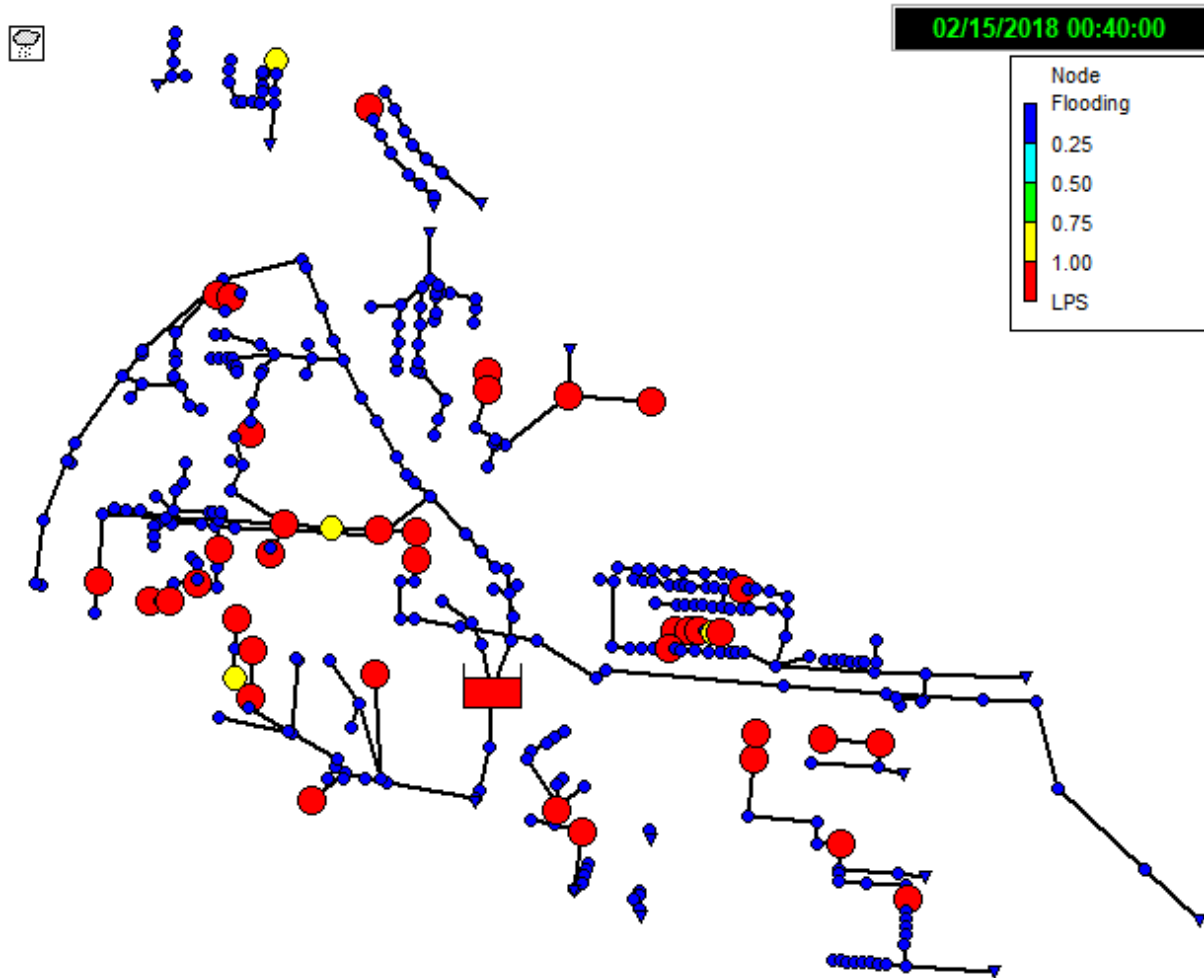


Figura 41. Estado actual de los nudos de la red por problemas de inundación, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).

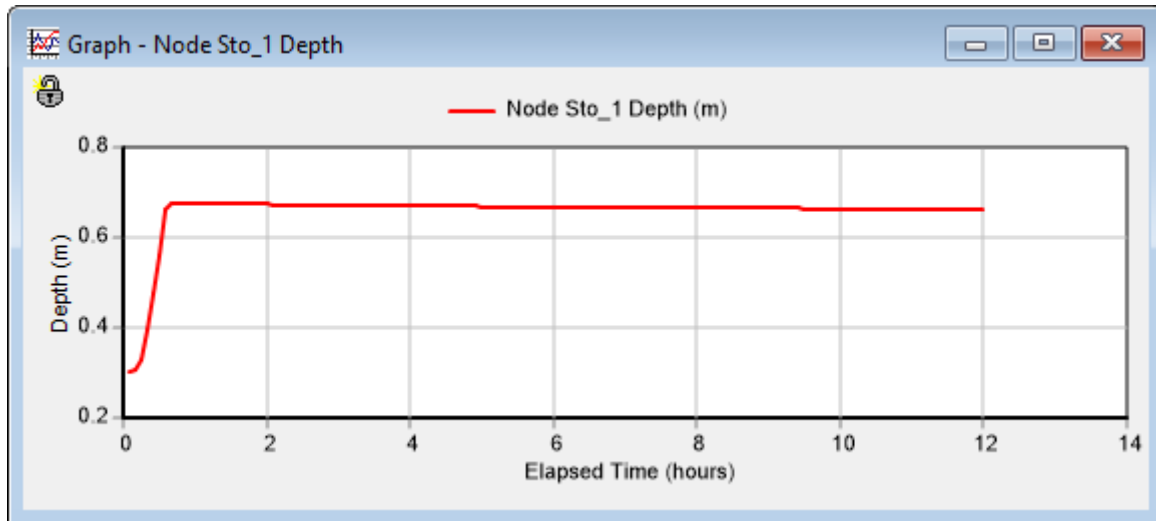


Figura 42. Variación del nivel del agua en el lago en su estado actual, durante las 12 horas de simulación.

Destaca también en la Figura 41 que el nodo que representa el lago presenta poca capacidad para almacenar los volúmenes de la precipitación de diseño captados y transportados hasta él, lo que se le podría atribuir con propiedad, a la sedimentación de su fondo de la que tanto se ha mencionado a lo largo del documento. En la imagen anterior (Figura 42), se observa que el nivel del lago aumenta muy rápido casi al finalizar la primera hora, y durante las restantes 11 horas permanece casi lleno.

7.3.3. Conclusiones del diagnóstico

Después de realizar el balance global del sistema modelado, así como el análisis de los principales elementos, conociendo la distribución de los volúmenes generados posterior al evento de precipitación y las condiciones de funcionamiento de la red bajo los criterios de capacidad hidráulica y velocidad del flujo, se concluye que las soluciones se pueden abordar enfocándose en estos aspectos principalmente:

- i. Aumentar la capacidad hidráulica de los elementos que integran la red de alcantarillado para que puedan drenar de manera eficiente todo el volumen de escorrentía que es captado.
- ii. Modificar algunas conexiones en los tramos de tuberías para optimizar la conducción de la escorrentía superficial captada.
- iii. Reducir el volumen de escorrentía superficial que se genera en las áreas tributarias.

8 PROPUESTA DE SOLUCIONES

Este apartado presenta cuatro posibles soluciones a los problemas detectados en la red de alcantarillado, las cuales se basaron en las conclusiones que surgieron a partir del análisis del estado actual de la red. Se empleó la tormenta de diseño calculada para un período de retorno de 10 años, con duración de 60 minutos en intervalos cincominutales.

En general, para todas las soluciones mostradas donde se requirió modificación de los diámetros de los conductos, se empleó el catálogo de infraestructura de la empresa Durman/Aliaxis. y del cual se extrajo la tabla [Anexo_Tabla 1](#). La tubería seleccionada es la de PVC corrugada en su exterior. Además, se asignó un coeficiente de rugosidad n de Manning de 0.013.

8.1. Propuesta de solución 1

La primera propuesta planteada se enfoca solamente en la actuación sobre la capacidad hidráulica que presenta los conductos de la red y su unidad de almacenamiento. Lo que se hizo fue lo siguiente:

- i. Se asignó la curva de almacenamiento del lago correspondiente al año 2007, la cual se encuentra en el apartado [6.2.2.8. Curva de almacenamiento del lago](#). Esto lo que persigue es aumentar la capacidad de almacenamiento y su efecto de laminación frente a tormentas, además de tratar de mejorar su estado.
- ii. Se aumentó el diámetro interno en aquellos conductos que estaban funcionando a presión o en aquellos donde la relación de nivel de agua entre el diámetro superaba el 0.85 estipulado en la norma costarricense; hasta lograr de manera satisfactoria su desempeño. El diámetro asignado se hizo buscando su mínimo óptimo, pero no se asignó el mínimo de 375 mm (diámetro nominal) estipulado en la legislación.
- iii. Se verificó la pérdida por inundación en los nudos del modelo, y en aquellos casos en los que los nudos que seguían con el problema, se decidió aumentar la capacidad hidráulica de los tramos de conducción aguas abajo para poder drenar lo requerido.
- iv. En algunos casos, fue necesario cambiar la sección del conducto

Luego de hacer las modificaciones mencionadas, se logró eliminar totalmente las pérdidas por inundación que se presentaban en la red, pero la escorrentía superficial captada es un porcentaje muy alto, pues de los 63.953 mm que llueven aproximadamente el 78% no se infiltra. Por otra parte, el lago ya tiene mayor influencia como unidad de laminación frente a la avenida debido a su aumento en la capacidad de almacenamiento. Se puede ver en la [Figura 44](#) de manera gráfica, como está funcionando la red en uno de los momentos más críticos de la simulación, donde los nodos no aparecen con su color respectivo para 0 LPS para pérdidas por inundación, debido a que ellos presentan activada la opción *Allow Ponding*.

En total se modificaron 163 tramos de tuberías, lo que representa una longitud de 2 896 metros, casi un 42% de toda la red de alcantarillado del TEC. Finalmente, se tiene que la distribución de las longitudes totales para cada uno de los diámetros nominales es la que se muestra en la [Figura 43](#).

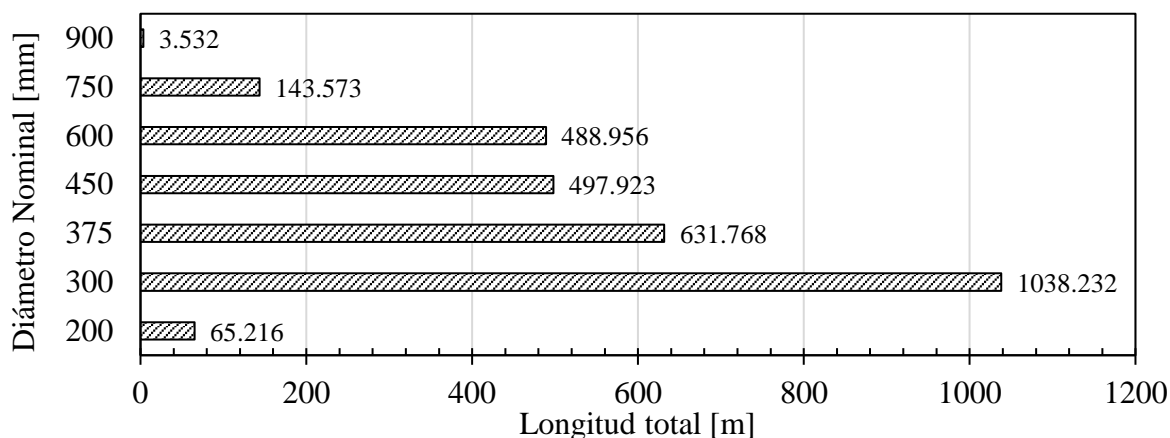


Figura 43. Distribución de la longitud de tubería a ser reemplazada de acuerdo con el diámetro nominal en la propuesta de solución 1.

Es importante destacar que nueve tramos que forman parte del canal de sección trapezoidal que desagua en el lago, presentan la particularidad que durante un intervalo de tiempo funcionan en su máxima capacidad o muy cercano a ella (ver Figura 44). Para estos tramos con problemas se decidió no modificar nada pues solo ocurre durante cinco minutos, y quizás esto podría disminuirse si la discretización temporal de toda la modelación se reduce (aspecto que está estrechamente ligado a los datos de entrada del modelo).

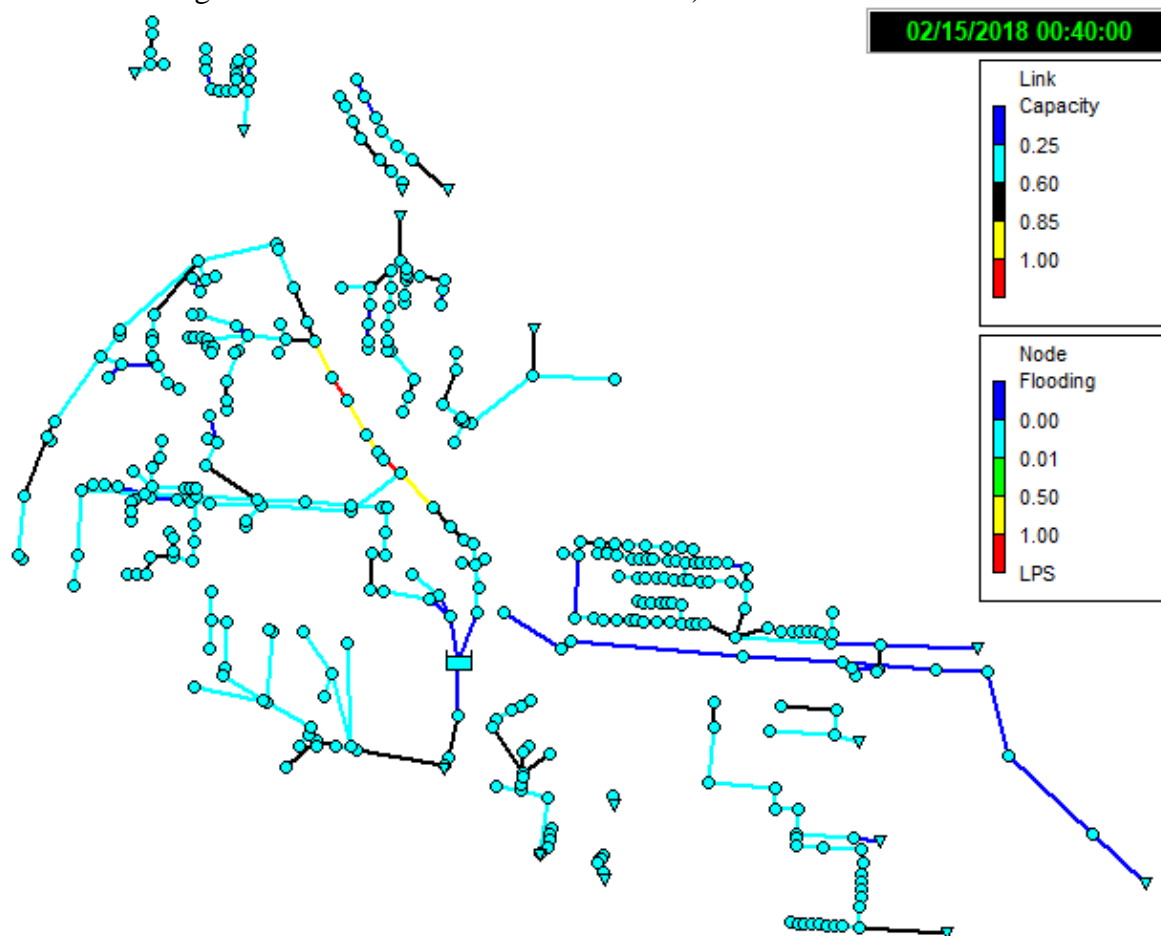


Figura 44. Estado de funcionamiento de la red en la propuesta de solución 1, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).

8.2. Propuesta de solución 2

Esta segunda propuesta se basa en la primera, pues lo único que se hizo fue que en aquellos tramos de tuberías en los cuales el diámetro se modificó y que resultaron inferiores a 375 mm, se colocó este valor. Esto se realizó para cumplir con la Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento y Pluvial.

La Figura 45 muestra cómo quedó distribuida la longitud total de los conductos a ser reemplazados para cada uno de los diámetros nominales. Se sustituyeron 2 775 m, de los cuales, el diámetro mínimo nominal de 375 mm representa la mayor porción con un 62% aproximadamente, mientras que una sección de 900 mm se utilizará solo en un conducto de 3.532 m de largo.

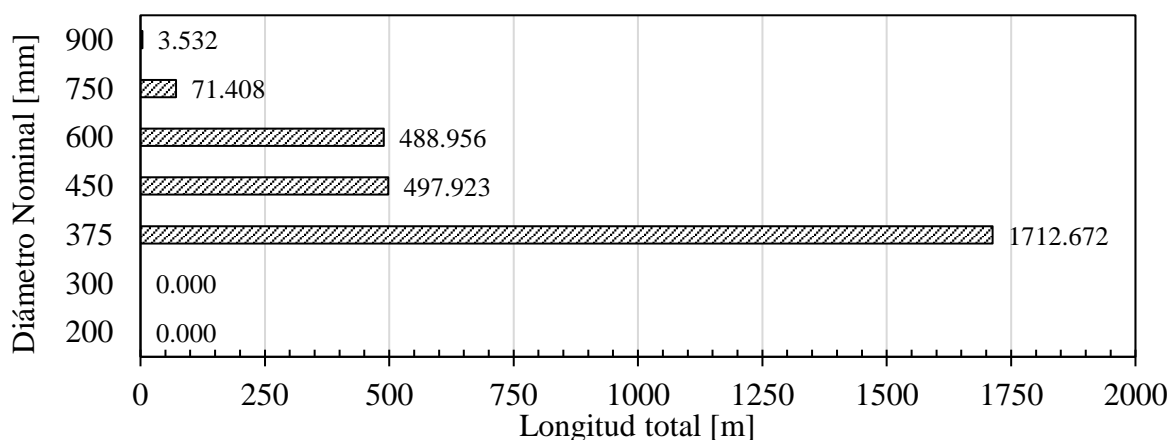


Figura 45. Distribución de la longitud de tubería a ser reemplazada de acuerdo con el diámetro nominal en la propuesta de solución 2.

En esta solución, también los nueve tramos del canal de mayor sección de la red presentan en algún intervalo de la simulación, una relación entre la lámina de agua y su capacidad mayor al 85%, pero de nuevo se dejaron tal y como están por la misma razón discutida en el inciso anterior, por cuestiones de discretización temporal. No está demás indicar que las pérdidas por inundación fueron anuladas en su totalidad para esta solución.

Por otro lado, el lago en promedio almacenó $1\,470\text{ m}^3$, pero tuvo un máximo a los 56 minutos de $3\,152\text{ m}^3$, lo que representa un 83% de su capacidad total. Esto lo que evidencia es que tanto esta solución otorga un buen funcionamiento del lago, y, por ende, su efecto de laminación cuando se presente la llegada de picos de caudal luego de una tormenta, situación muy frecuente debido al clima tropical en el que se encuentra la zona de estudio.

En lo que a escorrentía superficial respecta como tal, se tiene que su valor se sigue manteniendo pues las medidas propuestas no van enfocadas en su reducción sino más bien, en aumentar capacidad hidráulica de los conductos. Se tiene que solo alrededor de un 12% del total de lluvia logra infiltrarse en las subcuencas.

Por último, cuando se verificó si cumplía con los criterios de capacidad hidráulica y velocidades mínima y máxima, esta propuesta satisface los requerimientos mínimos.

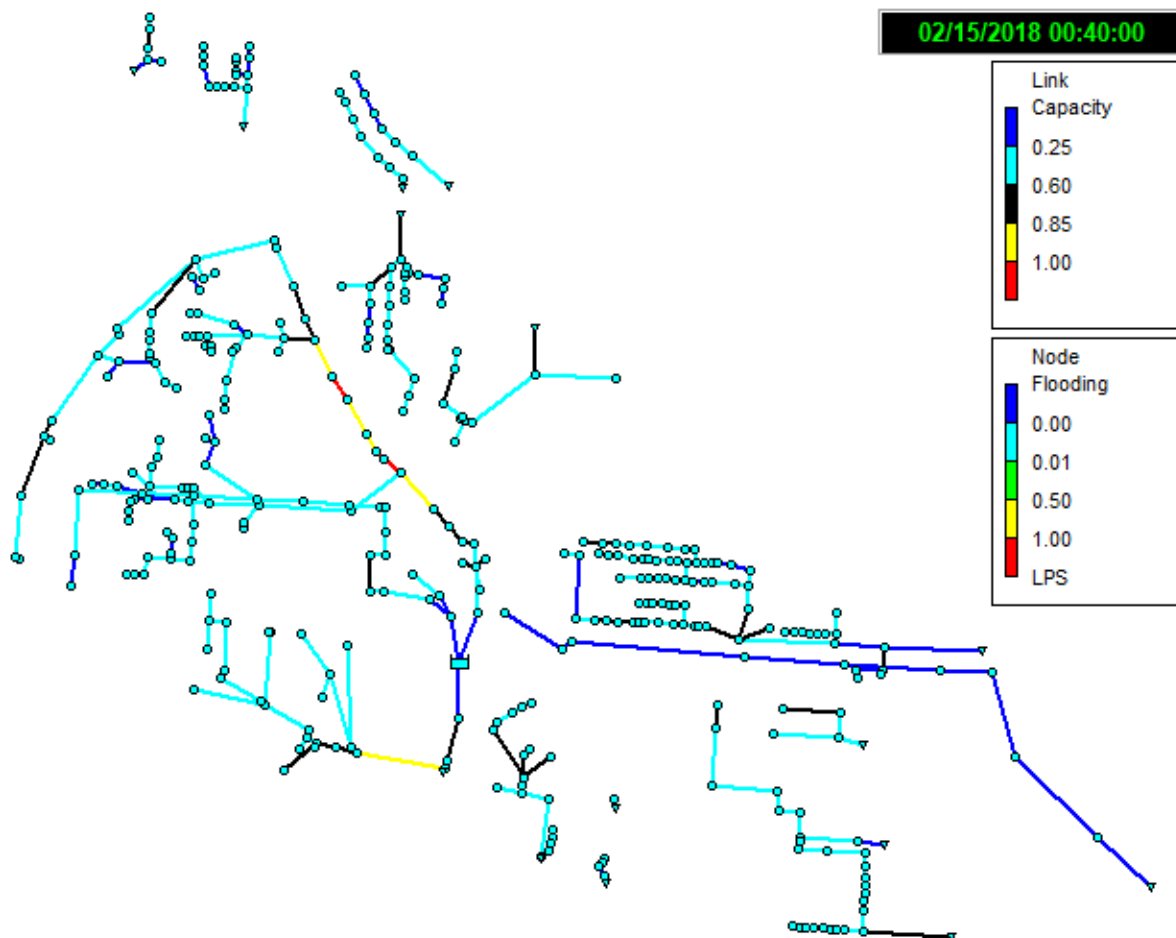


Figura 46. Estado de funcionamiento de la red en la propuesta de solución 2, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).

8.3. Propuesta de solución 3

Esta tercera propuesta toma como punto de partida la anterior solución, por lo tanto, ya cumple con el diámetro mínimo que exige la normativa. Además, con respecto al criterio de velocidad, la solución presenta un buen desempeño, pues dos terceras partes del total de conductos resultaron transportar el fluido a una velocidad máxima entre los 0.45 y 2.6 m/s.

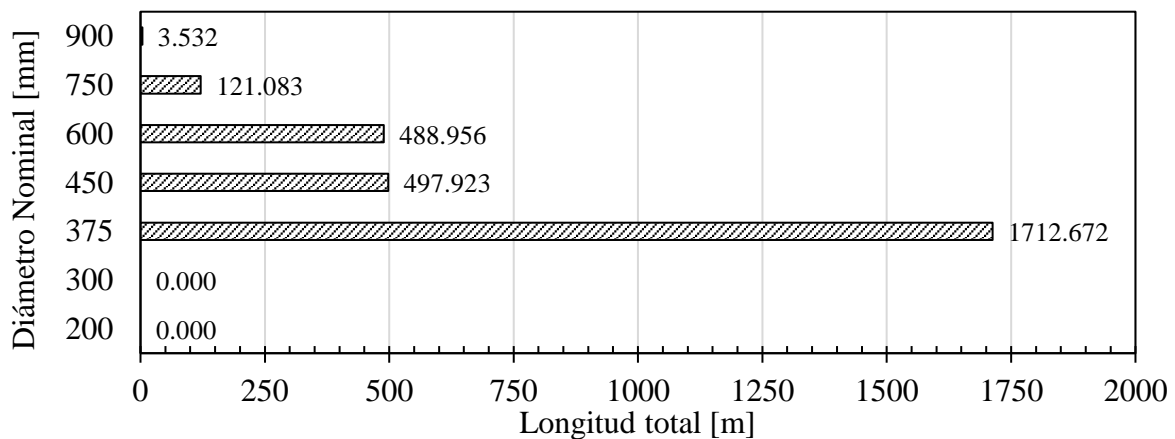


Figura 47. Distribución de la longitud de tubería a ser reemplazada de acuerdo con el diámetro nominal en la propuesta de solución 3.

En la Figura 48 se aprecia la modificación principal que se realizó en esta propuesta, donde se interviene la red en su parte norte, desviando su desfogue hacia un pequeño río que pasa dentro del campus universitario (en la imagen se denota como “*Conducto nuevo*”). Lo que se buscó con esto fue reducir la escorrentía total que se transporta por el canal principal de sección trapezoidal, para eliminar por completo aquellos tramos que aparecían en las soluciones 1 y 2 trabajando sobre el límite de la capacidad hidráulica establecida de 0.85. Además, como todo ese volumen transportado en algún momento llega al lago, de cierta manera se mejora su funcionamiento junto con el dragado que se propone.

Por su parte, si se observan los correspondientes gráficos de las distribuciones de las longitudes totales clasificados de acuerdo con su diámetro nominal (Figuras 45 y 47), las soluciones 2 y 3 arrojan datos prácticamente iguales, con la excepción del apartado para los 750 mm. Esto se debe a la construcción del conducto nuevo que desconecta la parte situada más al oeste de la red y su posterior desagüe al norte.

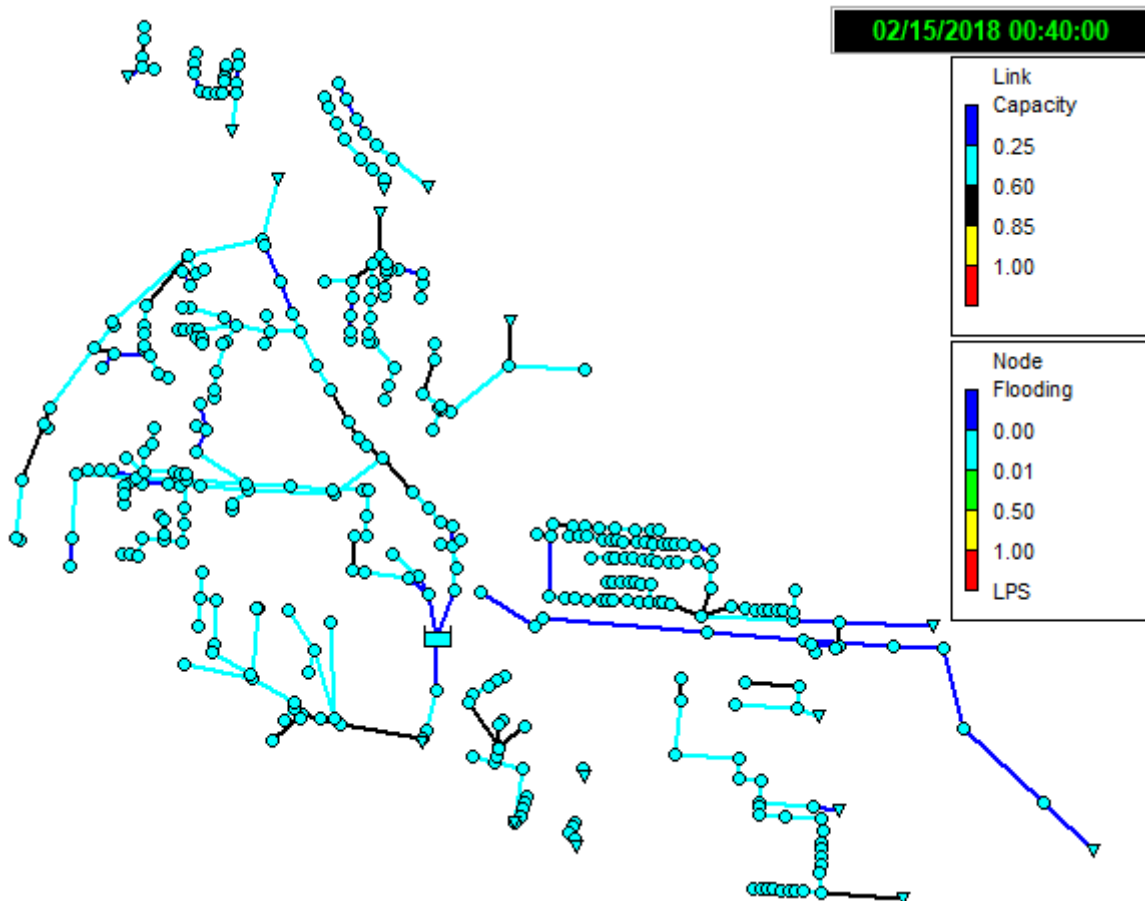


Figura 48. Estado de funcionamiento de la red en la propuesta de solución 3, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).

8.4. Propuesta de solución 4

El enfoque principal es esta propuesta de solución, es la reducción de la escorrentía por medio de pavimentos permeables. Tal y como se ha mencionado en el estudio de la red, algunas de las técnicas de los sistemas de drenaje urbano sostenible representan una gran herramienta para el

control de generación de escorrentía superficial, como en este caso las superficies que permitan una infiltración representativa.

La cuarta propuesta de solución plantea, modificó las superficies de aceras, parqueos y calles, por superficies permeables. Esto se hizo en el modelo matemático de SWMM, a partir de su módulo de *LID Controls*, como se muestra a manera de ejemplo en la Figura 49.

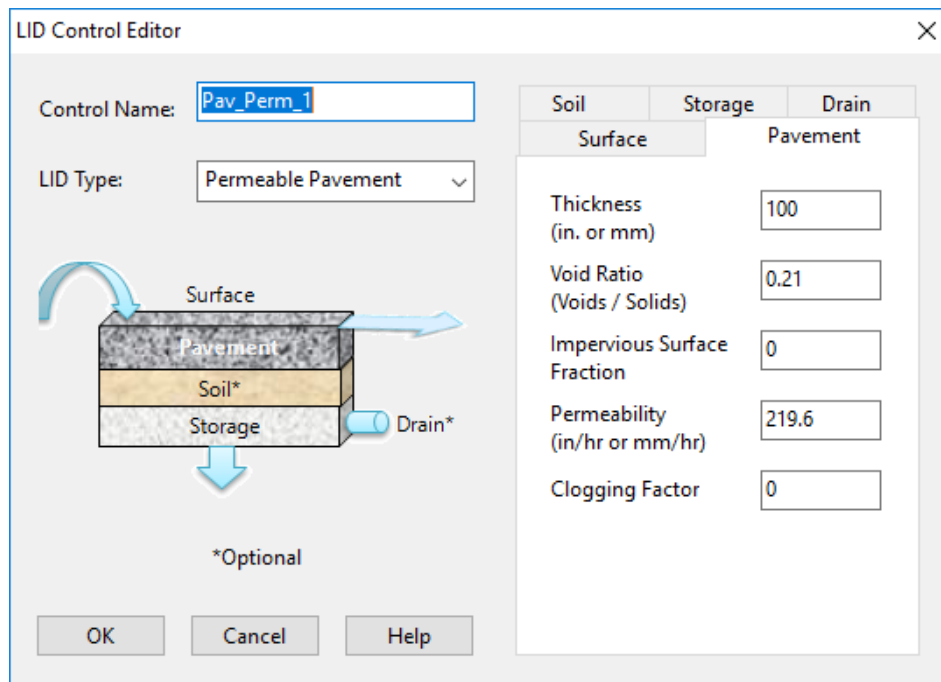


Figura 49. Definición del pavimento permeable Pav_Perim_1 en SWMM.

Tabla 21. Características de las capas para los pavimentos permeables definidos en el modelo SWMM.

Capa - Parámetro	Pav_Perim_1 (aceras)	Pav_Perim_2 (calles y parqueos)	Fuente:
Pavimento ("pavement")			
Espesor de capa [mm]	100.000	120.000	*
Relación de vacíos [-]	0.210	0.210	**
Fracción del área impermeable [%]	0.000	0.000	**
Permeabilidad [mm/h]	219.600	219.600	***
Factor de colmatación [-]	0.000	0.000	
Subbase ("storage")			
Espesor de capa [mm]	200.000	250.000	*
Relación de vacíos [-]	0.700	0.700	**
Conductividad hidráulica suelo [mm/h]	4.960	4.960	****
Factor de colmatación [-]	0.000	0.000	

*(García Haba et al., 2011), **(Rossman, 2015), ***(Fernández Arrieta & Carro.Alejandro, 2011), ****(Umaña Quirós, 2014)

Concretamente, se definió un pavimento permeable para las aceras denominado Pav_Perm_1 y otro pavimento para las calles y parqueos llamado Pav_Perm_2. En cuanto a las capas que lo conforman, se estableció solo la capa de ruedo (“*pavement*”) y una subbase (“*storage*”) en ambos casos, donde sus características se resumen en la **Tabla 1**. Cabe resaltar que, para los factores de colmatación se emplearon valores de cero debido a que la tasa de infiltración asignada proviene de un estudio hecho por Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (Lanamme) de la Universidad de Costa Rica (UCR) para un período de retorno de 100 años, y como el diagnóstico y soluciones propuestas en esta tesina se basan en un período de retorno de 10 años, se asume que hay un factor de seguridad del 10% si se toma de manera lineal.

Se sustituyó en total, 89 970 m² de área impermeable, de los el 45% son aceras (40 235 m²) y el restante 55% corresponden a calles y parqueos (49 734 m²). Una vez hecha esta modificación, el modelo se ejecutó y se observó en primera instancia, el aumento significativo en la infiltración, llegando a un valor de casi el doble con respecto a su situación actual. No obstante, la reducción en la escorrentía no solucionó todas las deficiencias en la capacidad hidráulica de la red, por lo que fue necesario ajustar el diámetro de los conductos para que funcionen al 85% o menos. Una vez corregidos todos los tramos, los cuales fueron alrededor de los 1 825 metros de longitud, se obtuvo una distribución de las secciones a reemplazar como lo muestra la **Figura 50**. Predomina en ella el diámetro mínimo establecido por la legislación costarricense, el de 375 mm.

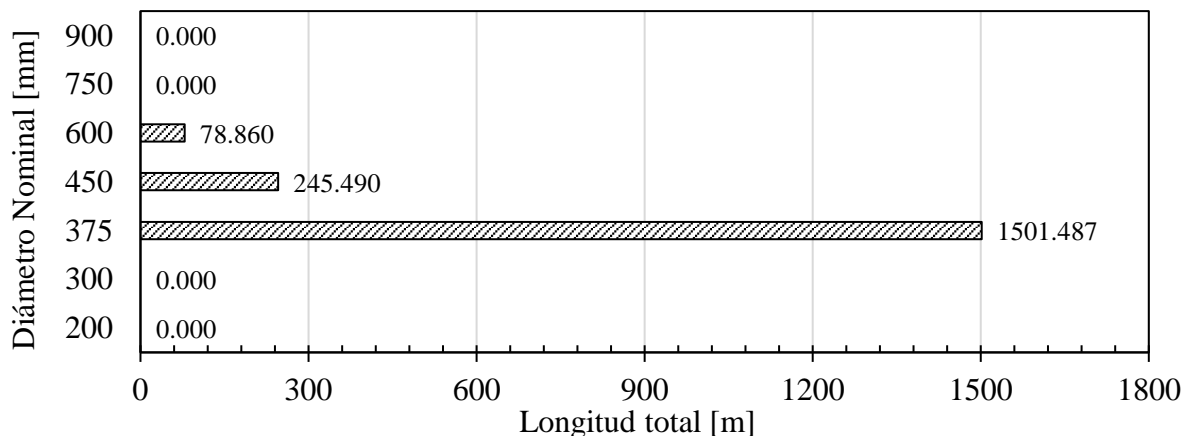


Figura 50. Distribución de la longitud de tubería a ser reemplazada de acuerdo con el diámetro nominal en la propuesta de solución 4.

Además de la reducción de la escorrentía y el aumento notable en la infiltración, la propuesta de solución eliminó en su totalidad las pérdidas por inundación. En cuanto al lago, su capacidad de almacenamiento útil también aumentó debido a que el volumen de escorrentía que lamina también disminuyó, lo que le otorga un cierto grado de prevención si se presenta un evento de precipitación que supere el de diseño empleado en este estudio.

Para observar de manera gráfica que la totalidad de los tramos cumplen con la relación del 0.85 máximo para capacidad hidráulica y que en los nudos no hay inundación, se presenta la siguiente figura correspondiente a un momento crítico o de caudales punto en la simulación de la red de drenaje.

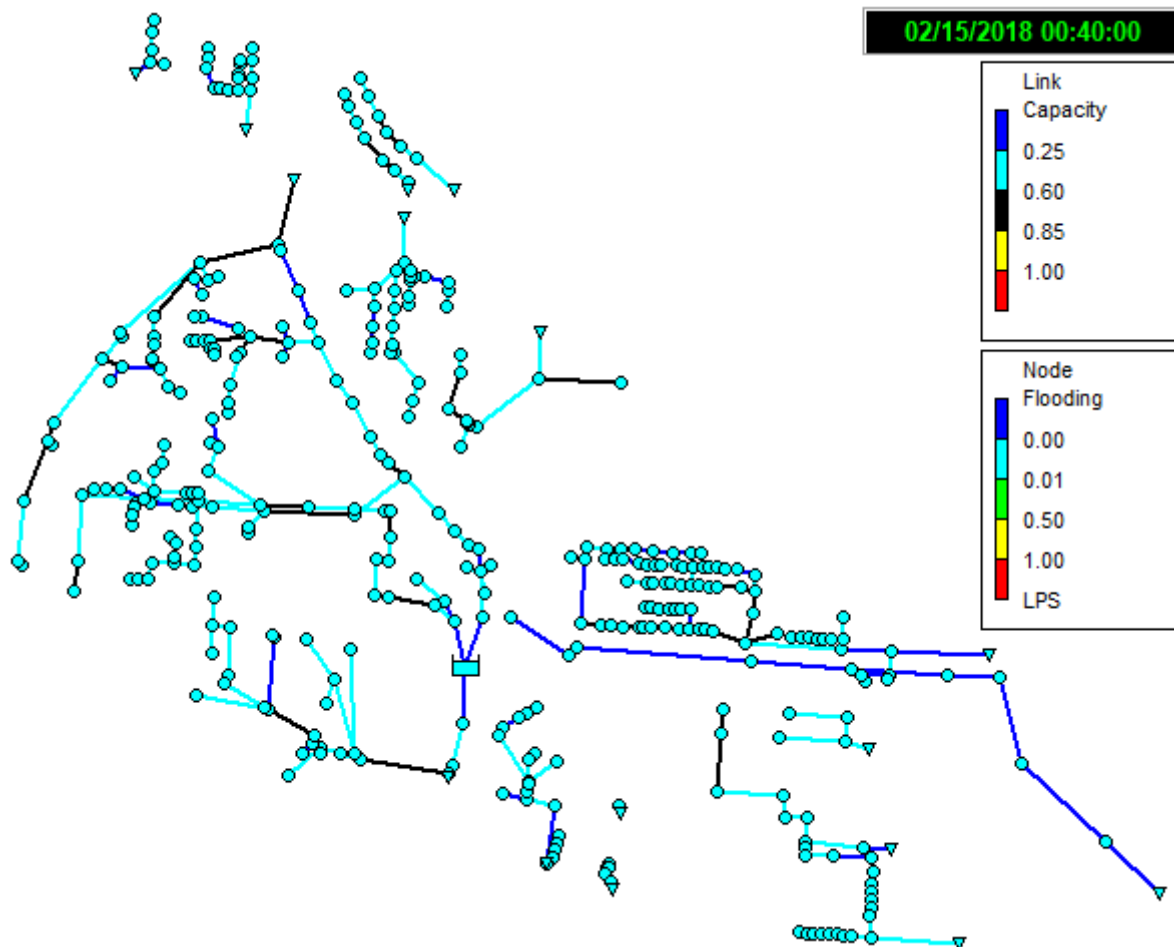


Figura 51. Estado de funcionamiento de la red en la propuesta de solución 4, para uno de los dos intervalos de tiempo más críticos (minuto 40).

8.5. Evaluación y comparación de las propuestas

En cada una de las propuestas enumeradas anteriormente, se citaron los beneficios que se lograron con cada una de ellas. Sin embargo, es necesario comparar con qué eficiencia se consigue y demostrar tanto de manera cualitativa como cuantitativa las ventajas de una con respecto a otra solución. Es por esto por lo que a continuación se citan varios aspectos tomados como puntos de comparación.

8.5.1. Aspectos hidrológicos e hidráulicos

Luego de obtener los resultados de la simulación con los cambios hechos para cada una de las propuestas, se obtuvieron ciertos indicadores que se consideran relevantes para realizar su comparación en el aspecto hidráulico e hidrológico de la red y su área de influencia en general. En la Tabla 22 se resumen ocho indicadores, donde el primero de ellos indica cuántos conductos de la red de alcantarillado, aún después de las modificaciones, funcionó en alguno de los intervalos de la simulación con una relación del nivel de la lámina de agua con respecto a su diámetro por encima del valor estipulado en la legislación costarricense. Se observa que las

soluciones 1 y 2 no cumplen a cabalidad con ese criterio, pues 9 conductos superan ese valor máximo, y específicamente corresponden a tramos del canal de mayor importancia del sistema.

Tabla 22. Indicadores hidráulicos e hidrológicos de las propuestas de solución.

Propuesta de solución	Indicadores							
	Nº conductos con $v/d \geq 0.85$	¿Cumple v_{\min} y v_{\max} ?	% eliminación de pérdidas por inundación	¿Mejora la capacidad del lago?	% volumen máximo en el lago	Cantidad de conductos nuevos	% reducción de escorrentía superficial	% aumento de infiltración
1	9*	Sí	100	Sí	83	1	0	0
2	9*	Sí	100	Sí	83	1	0	0
3	0	Sí	100	Sí	71	2	0	0
4	0	Sí	100	Sí	64	2	34	91

* Tramos del canal trapecoidal de mayor sección.

En lo que a velocidades máximas y mínimas respecta, en términos globales, las cuatro soluciones dieron resultados satisfactorios. No obstante, y es necesario indicarlo, los conductos de cabecera por su misma naturaleza siempre presentan inconvenientes en términos de velocidades. También las pérdidas por inundación se erradicaron por completo en las cuatro soluciones.

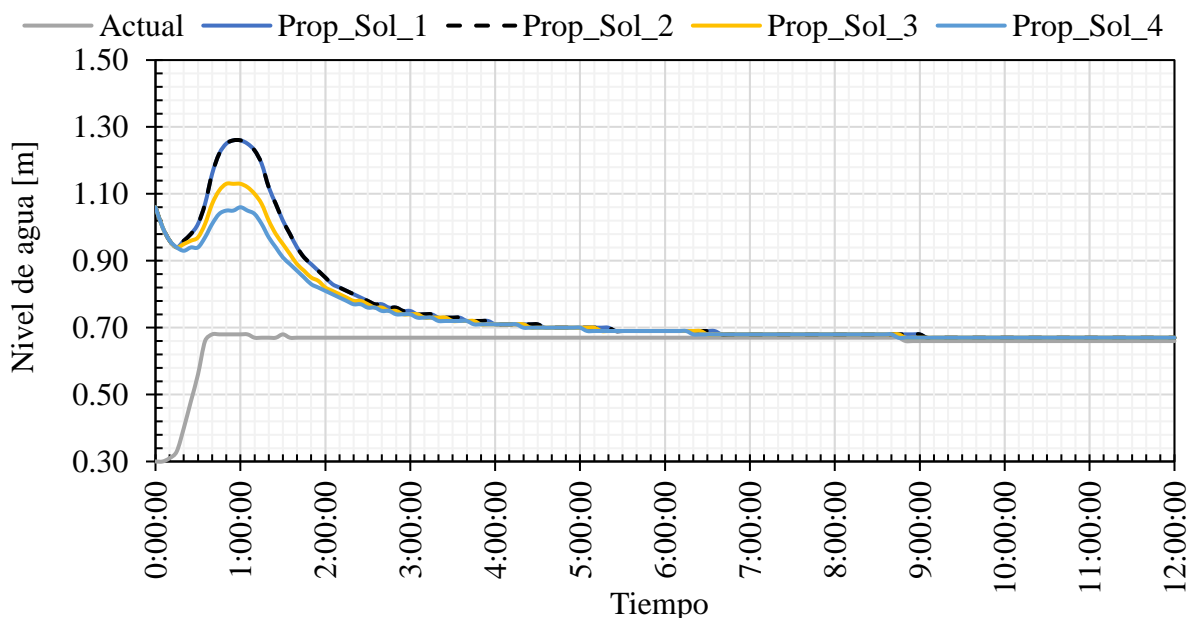


Figura 52. Variación del nivel de agua en el lago para el sistema actual de la red y sus diferentes propuestas de solución.

En cuanto al lago y su notable influencia en el comportamiento como cuerpo laminador, en las cuatro soluciones se planteó su dragado, por lo que su capacidad se mejoró y así se enmarca en la tabla anterior. Aun así, es más llamativo destacar el máximo volumen que se almacena durante las 12 horas de simulación, puesto que esto indica si pudiera tener capacidad para

atenuar el efecto de un evento de precipitación mayor al de diseño empleado (con $T = 10$ años). Se tiene que las soluciones 1 y 2 alcanzan el 83%, disminuyendo a 71% para la solución 3 y solo un 64% para la solución 4. Claramente la última solución es la que le otorga al lago un mejor funcionamiento. Gráficamente se puede observar en la Figura 52, cómo evoluciona el nivel del agua en el lago, presentando un pico menor para la propuesta de solución 4.

Ese indicador del porcentaje de volumen máximo almacenado va totalmente ligado a la actuación que desempeñan los pavimentos permeables, pues aumentan la infiltración en un 91% y reducen la escorrentía en un 34%, por lo que la cantidad de agua pluvial captada y transportada hacia el lago es inferior.

De la misma manera que se hizo para el reservorio, donde se analizó gráficamente la evolución que desempeñaron las 4 propuestas de actuación con respecto a su estado actual, se decidió evaluar el comportamiento en dos nodos de descarga del sistema. En la Figura 53 se pueden observar dichos elementos de desagüe, así como su área tributaria asociada, los cuales corresponden al nodo Jun_CPun_16 y al nodo Jun_Pozo_32. El primero de ellos se eligió pues es el mismo punto de estudio que se utilizó en el análisis de sensibilidad, debido a que se encuentra después del reservorio y, además, en las soluciones planteadas, se decidió cortar una tubería y realizar su desfogue en el lago con un conducto nuevo, por lo que el área tributaria correspondiente a ese nudo aumentó considerablemente. Por su parte, el Jun_Pozo_32 se eligió pues su área de influencia no se modificó, pero sus tuberías aguas arriba durante el apartado de diagnóstico habían presentado problemas de capacidad hidráulica y pérdidas por inundación.

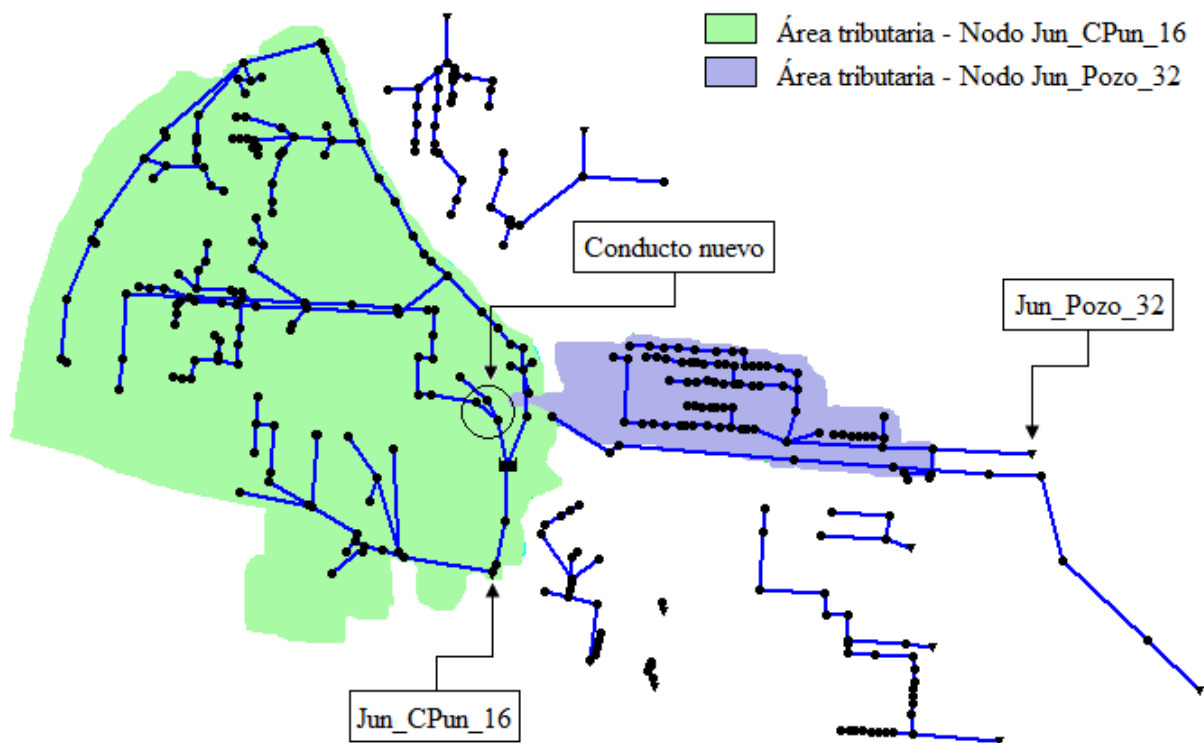


Figura 53. Ubicación de los nodos Jun_CPun_16 y Jun_Pozo_32, empleados para evaluar criterios hidráulicos e hidrológicos.

Es así como se puede observar en la **Figura 54** los hidrogramas del nodo Jun_CPun_16, donde hay un aumento importante en los volúmenes descargados al medio. Este aumento, el cual es el mayor para las soluciones 1 y 2, se debe a que los conductos se modificaron para aumentar su capacidad hidráulica y así capturar toda el agua de escorrentía impidiendo las pérdidas por inundación. Por su parte, la curva de caudal en función del tiempo para la propuesta de solución 3 es un poco menor que las dos primeras debido a que se propuso un conducto nuevo para reducir el agua que llegaba al canal principal, lo que se traduce en menos agua almacenada en el reservorio y por ende su volumen de desfogue es menor. En cuanto a la curva para la solución 4, ésta sí reduce considerablemente el volumen de escorrentía que se desagua con respecto a las dos primeras, pasando de 7 760 m³ a unos 4 740 m³ aproximadamente.

Además, de la misma gráfica contenida en la **Figura 54** se puede apreciar ahora sí un efecto de laminación por parte del lago hacia aguas abajo. Esto porque para el estado actual de la red, el caudal pico se presenta de una manera rápida, del mismo modo que se da su descarga. En cambio, para las propuestas de actuación, donde todas incluyen un aumento de la capacidad del reservorio por medio de su dragado, presenta un crecimiento más gradual del caudal pico, el cual tiende a mantener cierta constancia en su máximo, y su despliegue final se da suavemente.

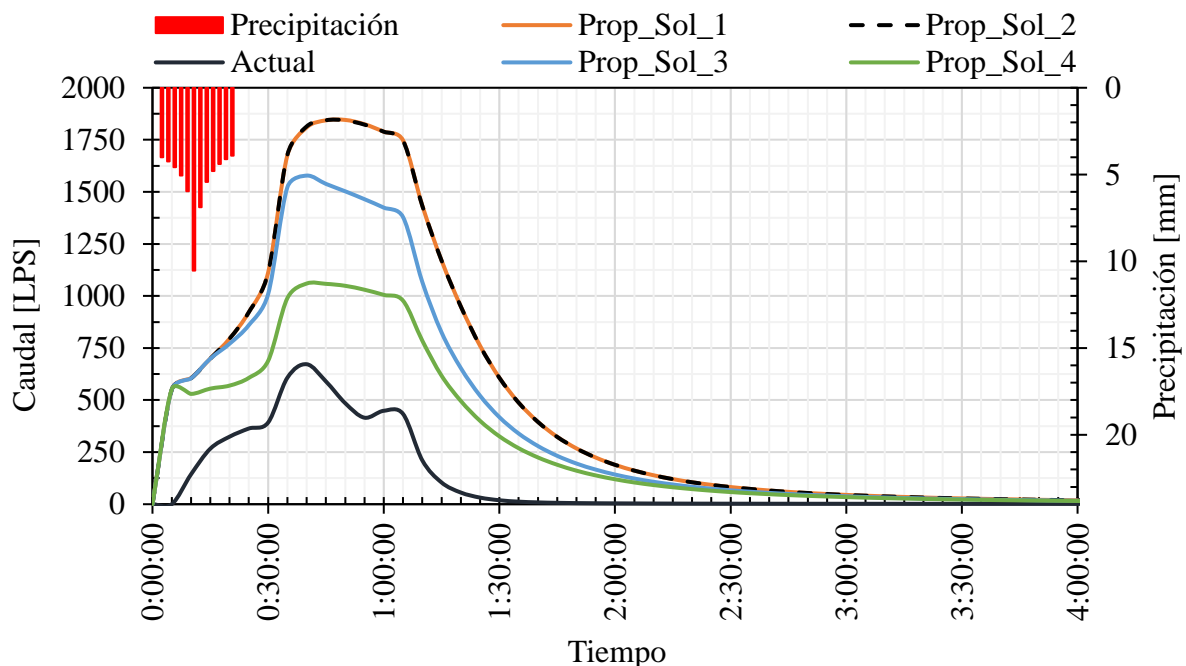


Figura 54. Hidrogramas del Nodo Jun_CPun_16 para el sistema actual de la red y sus diferentes propuestas de solución.

En la **Figura 55** por su lado, muestra los hidrogramas para el nodo Jun_Pozo_32, donde nuevamente se ve que el volumen de escorrentía que se descarga al medio natural aumenta para las soluciones 1, 2 y 3, pero para la solución 4, este volumen más bien disminuye con respecto a la situación actual. Su justificación se centra en los enfoques de actuación en los cuales se basó cada propuesta, donde las tres primeras se centraron solamente en el aumento de la capacidad hidráulica de los conductos, pero la cuarta actuó directamente en reducir la escorrentía superficial con la implementación de SuDS.

Lo que sí presentan en particular las cuatro propuestas, es que el caudal pico se desplaza aproximadamente 10 minutos. Este comportamiento se de la atribuye principalmente al aumento del diámetro en varios conductos de la red aguas arriba del nudo Jun_Pozo_32, por lo cual, también aumenta su capacidad de almacenamiento temporal mientras se presenta el evento de precipitación.

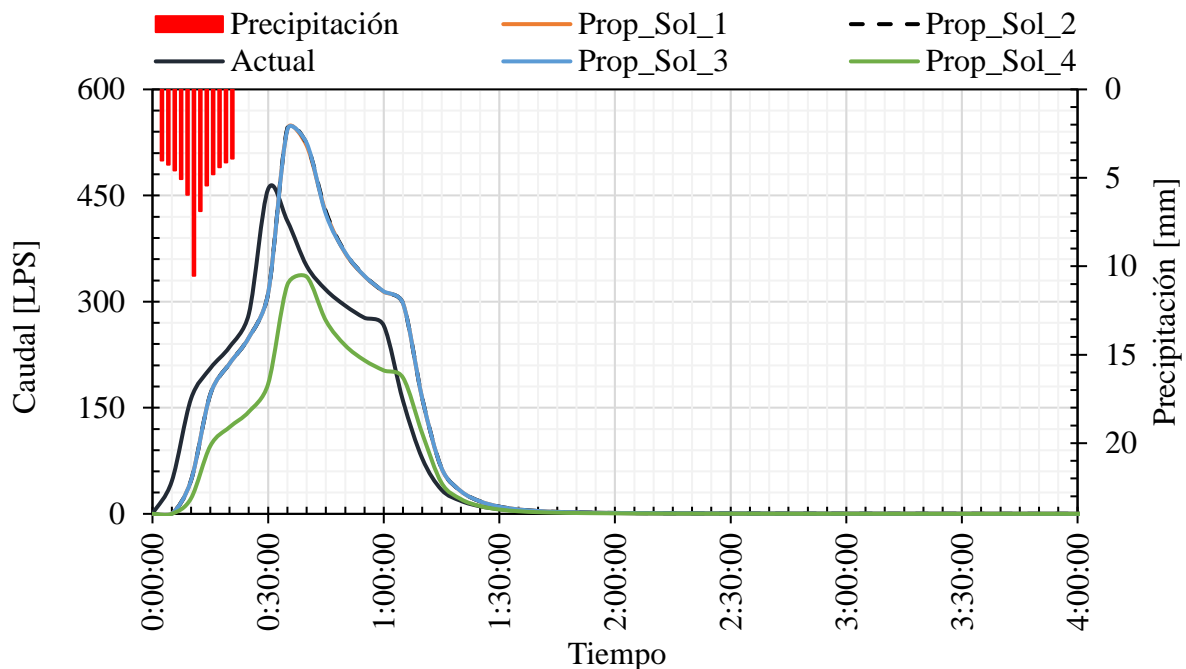


Figura 55. Hidrogramas del Nudo Jun_Pozo_32 para el sistema actual de la red y sus diferentes propuestas de solución.

8.5.2. Aspectos económicos

Se decidió realizar un presupuesto detallado de las actividades principales consideradas para cada una de las soluciones propuestas. Debido a que la tabla es muy grande se decidió colocarla en la sección de anexos (ver Anexo_Tabla 2), pero se hizo un resumen que es el que se muestra en la Tabla 23. Es importante resaltar que los costos unitarios empleados para obtener esos costos totales solo incluyen lo que es materiales y mano de obra por actividad descrita.

Tabla 23. Resumen de los costos por actividad para cada una de las soluciones propuestas.¹²

Detalle de actividades	Propuesta de solución			
	1	2	3	4
Sistema Pluvial	336,409.529	338,090.648	348,560.384	196,598.831
Dragado del lago	35,273.368	35,273.368	35,273.368	35,273.368
Aceras y pasillos*	168,510.135	162,947.887	165,865.331	804,702.215
Pavimentos de calles y parqueos**	167,595.167	162,063.120	164,964.723	1,153,851.521
Costo Total	\$707,788.198	\$698,375.023	\$714,663.806	\$2,190,425.935

* Se estima que el 70% de las tuberías totales a reemplazar está bajo aceras y pasillos para las soluciones 1, 2 y 3

** Se estima que el 20% de las tuberías totales a reemplazar está bajo calles y parqueos para las soluciones 1, 2 y 3

¹² Los costos son actualizados al mes de abril del 2018.

Se puede apreciar que las soluciones 1, 2 y 3 presentan costos similares, mientras que la solución 4 es aproximadamente tres veces mayor. Esta diferencia se debe a la intervención de la superficie impermeable para convertirla en pavimentos permeables. No obstante, se evidencia que los costos en la red pluvial como tal para la última propuesta, son casi la mitad, lo que es consecuencia de la reducción en los volúmenes de escorrentía, por lo que los conductos a sustituir son menores o su sección hidráulica requerida es inferior. Por lo tanto, si la solución de implementación de pavimentos permeables se hubiera considerado en el propio proyecto de urbanización inicial, la solución 4 es, a largo plazo, claramente más ventajosa desde este punto de vista.

8.5.3. Aspectos ambientales y paisajísticos

En estos términos, se tiene que las propuestas 1, 2 y 3 contemplan soluciones clásicas, donde la intervención en la red se focaliza en aumentar la capacidad hidráulica para transportar de manera satisfactoria el caudal de lluvia captado. Por su parte, la propuesta 4 integra el uso de pavimentos permeables, los cuales forman parte de las técnicas de drenaje urbano sostenible (SuDS). También los SuDS pueden otorgar un mejor aspecto paisajístico si se emplean jardines o cubiertas verdes, por ejemplo.

El tipo de pavimento utilizado en la última propuesta es de tipo poroso, y su finalidad es retener en mayor cantidad la escorrentía superficial y potenciar su infiltración en las capas subyacentes. Con esto se actúa en el origen de la generación de las escorrentías urbanas, reduciendo sus volúmenes y mejorando su calidad, aspecto que se deja de lado cuando se manejan aguas pluviales creyendo que no contienen contaminantes. En consecuencia, la solución 4 tiene un valor agregado desde el punto de vista ambiental.

8.6. Conclusión de las propuestas de soluciones

Luego de haber realizado las cuatro propuestas y sus respectivas evaluaciones, se decide que la mejor es la Propuesta de solución 4. Se concluye que una solución debe ser integral, contemplar todos los aspectos posibles, no solamente los criterios económicos como se acostumbra a hacer. A pesar de ser la opción con el costo económico mayor, su aplicación requiere una adecuada planificación, y su puesta en marcha se puede realizar por etapas, pero esto excede el alcance del presente estudio.

Además, la cuarta solución tiene un aporte importante a favor del medio ambiente, proporcionando mayor control en los volúmenes de escorrentía urbana, así como de la calidad del agua y retención de contaminantes, más cuando su desfogue se realiza de manera directa a un cuerpo de agua, como lo es el Río Toyogres para la red de alcantarillado pluvial del TEC.

9 CONCLUSIONES GENERALES

- Se logró llevar a cabo el diagnóstico de la red de alcantarillado pluvial del campus central del Instituto Tecnológico de Costa Rica planteado como objetivo general, del cual se concluye que el sector oeste de la red (el más antiguo) y el lago son los sectores más críticos, luego de la simulación para la tormenta de diseño para un período de retorno de 10 años. Por lo tanto, se debe realizar una actuación importante sobre dichos conductos para aumentar su capacidad hidráulica, pero también se debe intervenir la escorrentía urbana en su origen.
- En cuanto a la etapa del procesamiento de la información espacial, se reafirma que es sumamente necesario generar y mantener bases de datos actualizados, que contengan datos sobre cobertura vegetal, usos del suelo, estructuras importantes, y redes de drenaje. Por lo tanto, se recomienda que las capas vectoriales obtenidas con la aplicación de sistemas de información geográfico en este estudio se sigan trabajando y depurando para que sirvan en la planeación, diseño, gestión y mantenimiento de la infraestructura y áreas verdes del Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Se ratifica además que los modelos matemáticos juegan un papel muy importante en los estudios hidrológicos e hidráulicos de redes de drenaje, como lo fue en este caso el SWMM, el cual permitió realizar las simulaciones necesarias tanto para el diagnóstico como para las propuestas de solución de la red de alcantarillado pluvial del campus central del Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- En lo que al análisis de sensibilidad respecta, se determinó que el n_{imperv} , el n_{perv} y el s_{perv} resultaron poco sensibles en el modelo, hablando de escorrentía superficial, pues ninguno de los errores relativos promedio supera el 4.5%, mientras que el s_{imperv} resultó ser totalmente insensible en todas las simulaciones. Como era de esperar, los parámetros más importantes fueron el CN, el %Imperv y el n de Manning, pero sus variaciones no reflejaron errores porcentuales promedio mayores al 10%, aun cuando su rango de variación fue muy amplio, como el $\pm 30\%$ para el %Imperv. Por lo tanto, el modelo matemático en SWMM se consideró robusto para el estudio desarrollado.
- Se determinó que la Propuesta de solución 4 es la que reúne todos los requisitos necesarios para ser considerada como la mejor, la cual a pesar de ser económicamente la de mayor valor, contempla valores añadidos adicionales en materia ambiental (control de la cantidad y mejoras en la calidad de las escorrentías superficiales) que las primeras tres soluciones no incluyen. La Propuesta de solución 4 sustituyó en total 89 970 m² de área impermeable por pavimentos porosos, de los cuales el 45% son aceras (40 235 m²) y el restante 55% corresponde a calles y parques (49 734 m²).
- Se logró demostrar el potencial que puede tener el uso de los SuDS en la reducción de la escorrentía urbana luego de la simulación con pavimentos permeables dentro del área de estudio. En términos concretos, se obtuvo que la escorrentía superficial total se redujo en un 34% mientras que la infiltración total aumentó en un 92%.
- Luego de este estudio, el cual ha funcionado como modelo piloto, se concluye que la aplicación de SuDS es viable de aplicar aún en condiciones de clima tropical. No



obstante, se aconseja analizar detenidamente cada caso de red en particular, pues cada una de ellas presenta sus particularidades que deben ser atendidas con su debido fundamento técnico.

- Por último, en Costa Rica se debe dar a conocer y promover el uso, en primera instancia dentro de la educación de los profesionales en ingeniería, técnicas medioambientales que vayan de la mano con un desarrollo sostenible, como lo son los SuDS. Asociado a esto, se requiere un nuevo marco legislativo que exija o que en primera instancia promueva la aplicación de técnicas de drenaje urbano sostenible en las distintas etapas de los proyectos civiles, desde la planeación hasta su ejecución, así como en obras de rehabilitación y regeneración urbana.

10 BIBLIOGRAFÍA

- American Iron and Steel Institute. (1999). *Modern Sewer Design* (Cuarta Edición). Washington DC, United States of America.
- Andrés Doménech, I. (UPV). (2017). *Sistemas de drenaje sostenible. Curso Redes de Saneamiento*. Valencia, España.
- Apaza Rojas, S. P. (2016). *Diagnóstico y estudio de soluciones de la red de colectores de la pedanía de La Torre (Valencia)*. Universidad Politécnica de Valencia (UPV).
- ASCE. (1994). *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*. (A. The Urban Water Resources Research, Ed.). New York, USA: American Society of Civil Engineers - ASCE.
- ASCE. (2007). *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction*. (P. Bizier, Ed.) (Second Edición). New York, USA: American Society of Civil Engineers - ASCE.
- Ayyub, B. M. (2010). On uncertainty in information and ignorance in knowledge. *International Journal of General Systems*, 39(4), 415–435. <https://doi.org/10.1080/03081071003704381>
- Barco, J., Wong, K. M., & Stenstrom, M. K. (2008). Automatic Calibration of the U.S. EPA SWMM Model for a Large Urban Catchment. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 134(4), 466–474.
- Boyko, O., & Treebushny, D. (2006). Application of a physically based distributed rainfall-runoff model TOPKAPI-IMMSP to gauged and ungauged mountainous catchments of the Carpathian region, Ukraine. *Geophysical Research Abstracts*, 637–644.
- Camorani, G., Castellarin, A., & Brath, A. (2005). Effects of land-use changes on the hydrologic response of reclamation systems. *Physics and Chemistry of the Earth*, 30(8–10), 561–574. <https://doi.org/10.1016/j.pce.2005.07.010>
- Choi, K. S., & Ball, J. E. (2002). Parameter estimation for urban runoff modelling. *Urban Water*, 4(1), 31–41. [https://doi.org/10.1016/S1462-0758\(01\)00072-3](https://doi.org/10.1016/S1462-0758(01)00072-3)
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology*. New York, USA: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Comisión Especial del TEC. (2011). *Plan de Infraestructura 2011-2026*. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Comisión Especial del TEC. (2012). *Plan de Mejoramiento Institucional. Proyecto Mejoramiento de la Educación Superior*. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Davis, A. P. (2005). Green engineering principles promote low-impact development. *Environmental Science & Technology*, 39(16), 338A–344A. <https://doi.org/10.1021/es053327e>
- Durman - Aliaxis. (2017). Catálogo de infraestructura. Costa Rica. Retrieved from <https://www.durman.com/catalogos/catalogoinfraestructuracostarica.pdf>

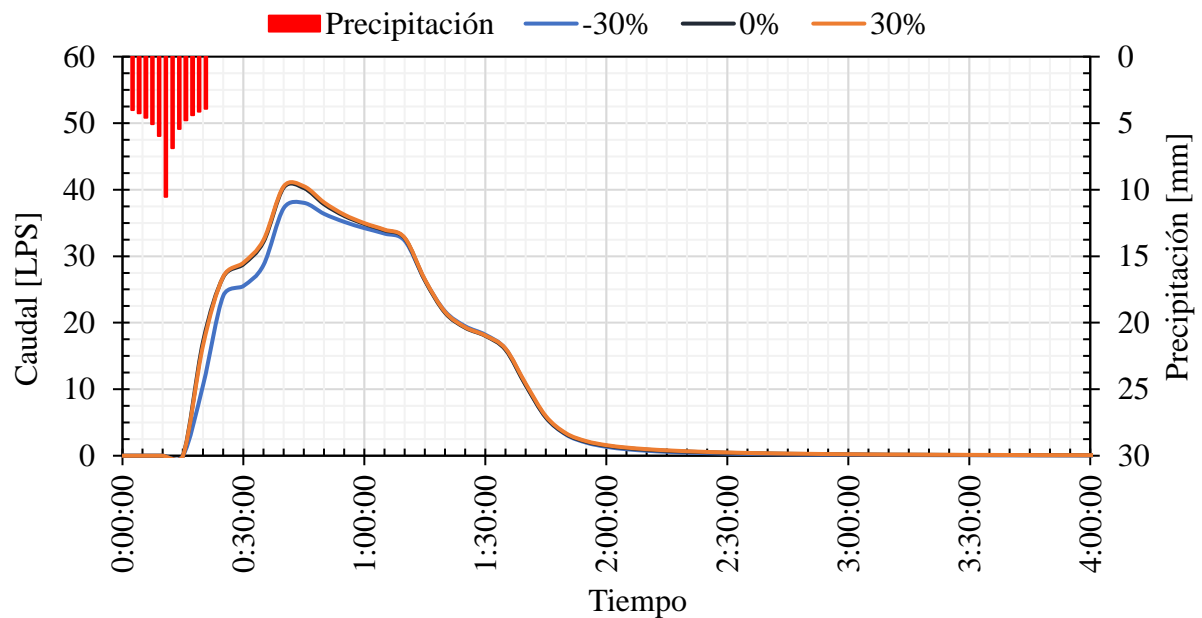
- Elliott, A. H., & Trowsdale, S. A. (2007). A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environmental Modelling and Software*, 22(3), 394–405. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2005.12.005>
- Fallas, J. (2008). *Proyecciones cartográficas y datum*. Universidad Nacional de Costa Rica (UNA), Heredia, Costa Rica.
- Fernández-Soto, E., & Peña-Cortés, F. (2016). Aplicación de un modelo hidrológico espacialmente distribuido en dos cuencas costeras de la Región de La Araucanía (Chile). *Estudios Geográficos*, 77(280), 35–56. <https://doi.org/10.3989/estgeogr.201602>
- Fernández Arrieta, R. J., & Carro, Alejandro, N. (2011). Diseño de mezclas para evaluar su resistencia a la compresión uniaxial y su permeabilidad. *Infraestructura Vial*, I(XXIV), 40–49.
- Gamerith, V., Neumann, M. B., & Muschalla, D. (2013). Applying global sensitivity analysis to the modelling of flow and water quality in sewers. *Water Research*, 47(13), 4600–4611. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2013.04.054>
- García Haba, E., Perales Momparler, S., & Andrés Doménech, I. (UPV). (2011). Control De Escorrentías Urbanas Mediante Pavimentos Permeables: Aplicación En Climas Mediterráneos, (1), 218. Retrieved from https://doc-00-bg-apps-viewer.googleusercontent.com/viewer/secure/pdf/jh4v4pvalqc27df2d0e8sj9aoqp33p5g/s/p703hs41tvsb6nstl14une9t81tg55v/1464515625000/lantern/16486836545879537562/ACFrOgBghipTx6DCH34jNhi_oxumf_QWhnx_8Z9fMTiHyADm3bdhpYKsnaqQTa7-xpDPSo_FYvHI
- Gironas, J., Roesner, L. a, & Davis, J. (2009). SWMM Applications Manual. *Storm Water Management Model Applications Manual*, (July), 70–85. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.1990.tb01394.x>
- Gobierno de Costa Rica. (2007, June 6). DECRETO-33797-MJ-MOPT. *La Gaceta*.
- Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. Norma técnica para el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, saneamiento y pluvial, Pub. L. No. Gaceta N° 180, 13 (2017). Costa Rica.
- Jakeman, A. J., Letcher, R. A., & Norton, J. P. (2006). Ten iterative steps in development and evaluation of environmental models. *Environmental Modelling and Software*, 21(5), 602–614. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2006.01.004>
- Jato-Espino, D., Charlesworth, S. M., Bayon, J. R., & Warwick, F. (2016). Rainfall-runoff simulations to assess the potential of suds for mitigating flooding in highly urbanized catchments. *International Journal of Environmental Research and Public Health*, 13(1). <https://doi.org/10.3390/ijerph13010149>
- Joksimovic, D., & Alam, Z. (2014). Cost efficiency of Low Impact Development (LID) stormwater management practices. *Procedia Engineering*, 89(Lid), 734–741. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.501>
- Krueger, T., Page, T., Hubacek, K., Smith, L., & Hiscock, K. (2012). The role of expert opinion in environmental modelling. *Environmental Modelling and Software*, 36, 4–18. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.01.011>

- Lau, T. W., & Afshar, N. R. (2006). Effect of Roughness on Discharge. *UNIMAS E-Journal of Civil Engineering*, 4(3), 29–33. <https://doi.org/10.1007/s10546-005-4735-2>
- Macor, J. L. (2002). Análisis comparativo del parámetro ancho de cuenca del modelo RUNOFF-SWMM. *Ingeniería Hidráulica En México, XVII*, 17–26.
- Marco Segura, J. (UPV). (2017). *Régimen transitorio en lámina libre. Curso Redes de Saneamiento*. Valencia, España.
- McCuen, R. H., Johnson, P. A., & Ragan, R. M. (1996). *Highway Hydrology: Hydraulic Design Series Nº2. FHWA-SA-96-067*. Washington DC, United States of America.
- Méndez Morales, M. (2012a). Calibración y validación del modelo hidrológico SWMM en cuencas hidrográficas de alta pendiente en Costa Rica (Calibration and validation of the SWMM hydrological model on steep terrain watersheds in Costa Rica). *Tecnología En Marcha*, 26(506).
- Méndez Morales, M. (2012b). *Sistema de vigilancia y monitoreo para la prevención de desastres por inundación en el sistema de cuencas del río Toyogres y la quebrada Zopilote en Dulce Nombre de Cartago*. Cartago, Costa Rica.
- Mora Pérez, K. (2017, January 31). Otorgan calificación máxima a la calidad ambiental del TEC. *Hoy En El TEC*. Retrieved from <https://www.tec.ac.cr/hoyeneltec/2017/01/31/otorgan-calificacion-maxima-calidad-ambiental-tec>
- Orozco, O., & Gerardo, E. (2007). Zonificación climática de Costa Rica para la gestión de infraestructura vial. *Congreso Ibero Latinoamericano Del Asfalto - CILA 2007*, 1–20.
- Park, S. Y., Lee, K. W., Park, I. H., & Ha, S. R. (2008). Effect of the aggregation level of surface runoff fields and sewer network for a SWMM simulation. *Desalination*, 226(1–3), 328–337. <https://doi.org/10.1016/j.desal.2007.02.115>
- Perales Momparle, S. (2008). Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS). *Expo_Zaragoza - Agua Y Servicios de Abastecimiento Y Saneamiento*, 6–8. Retrieved from <http://www.zaragoza.mobi/contenidos/medioambiente/cajaAzul/33S8-P3-SaraPeralesACC.pdf>
- Perales Momparler, S., & Andrés-Doménech, I. (2007). Los sistemas urbanos de drenaje sostenible: una alternativa a la gestión del agua de lluvia. *V Congreso Nacional de La Ingeniería Civil, Sevilla (España)*, 24(133), 66–77. <https://doi.org/10.1152/ajpcell.00303.2005>
- Peterson, E. W., & Wicks, C. M. (2006). Assessing the importance of conduit geometry and physical parameters in karst systems using the storm water management model (SWMM). *Journal of Hydrology*, 329(1–2), 294–305. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2006.02.017>
- Retana, J. A., & Villalobos, R. (2003). *Eventos extremos meteorológicos en Linda Vista. Valle del Guarco, Cartago*. Costa Rica.
- Rodríguez-Sinobas, L., Zubelzu, S., Perales-Momparler, S., & Canogar, S. (2017). Techniques and criteria for sustainable urban stormwater management. The case study of Valdebebas (Madrid, Spain). *Journal of Cleaner Production*, 172, 402–416. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.10.070>

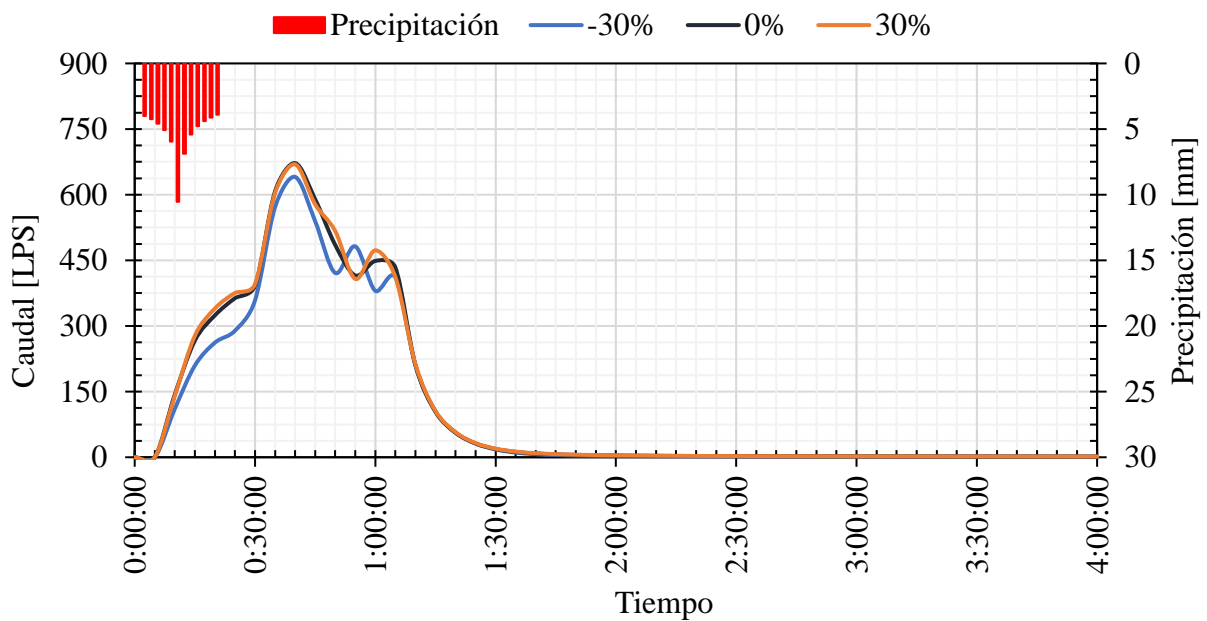
- Rojas Morales, N. (2011). *Curvas de Intensidad Duración Frecuencia de algunas estaciones meteorológicas automáticas*. Costa Rica.
- Rossmann, L. A. (2015). Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1, (EPA/600/R-14/413b), 1–353. Retrieved from <http://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>
- Sáez Castillo, A. J. (2012). *Apuntes de Estadística para Ingenieros (Versión 1.)*. Andalucía, España: Departamento de Estadística e Investigación Operativa.
- SCS. (1986). Urban Hydrology for Small Watersheds TR-55. *USDA Natural Resource Conservation Service Conservation Engineering Division Technical Release 55*, 164. [https://doi.org/Technical Release 55](https://doi.org/Technical%20Release%2055)
- Solano, H. (2017a). Fuertes lluvias cobran una vida, dañan casas y arrastran carros en Cartago. *La Nación*. Retrieved from <https://www.nacion.com/sucesos/desastres/fuertes-lluvias-cobran-una-vida-danan-casas-y-arrastran-carros-en-cartago/EZ7HO6JDMFDDRK6TZ3WIJ3LGN4/story/>
- Solano, H. (2017b, October 3). Río Toyogres falsea puente en Oreamuno de Cartago y se lleva parte de una casa. *La Nación*. Retrieved from <https://www.nacion.com/sucesos/desastres/rio-toyogres-falsea-puente-en-oreamuno-de-cartago-y-se-lleva-parte-de-una-casa/DPIGLULKDBCCNLTBBM2TSVVLZY/story/>
- Solano, J., & Villalobos, R. (2012). Regiones y sub-regiones climáticas de Costa Rica. *Instituto Meteorológico Nacional - Gestión de Desarrollo*, (mapa 1), 32. Retrieved from http://www.imn.ac.cr/publicaciones/estudios/Reg_climaCR.pdf
- TEC. (2010). Tecnológico de Costa Rica. Retrieved April 10, 2018, from <https://www.tec.ac.cr/ubicaciones/sede-central-cartago>
- Ugarte, J. (2017). Cabeza de agua arrastró carros y genera caos en Cartago. *CRHoy*. Retrieved from <https://www.crhoy.com/nacionales/fotos-y-video-cabeza-de-agua-arrastro-carros-y-genera-caos-en-cartago/>
- Umaña Quirós, B. E. (2014). *Análisis hidrológico de la cuenca del río Toyogres utilizando el modelo HEC-HMS*. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Retrieved from <http://hdl.handle.net/2238/6148>
- US Army Corps of Engineers. (2000). *Technical Reference Manual*. Davis California, United States of America.
- Villón Béjar, M. (2013). *HEC-HMS Ejemplos (Tercera Ed)*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Walpole, R. E., Myers, R. H., Myers, S. L., & Ye, K. (2012). *Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias (Novena Ed)*. México: Pearson Educación.
- Woods-Ballard, B., Kellagher, R., Martin, P., Jefferies, C., Bray, R., & Shaffer, P. (2007). *The SUDS manual*. Ciria. [https://doi.org/London C697](https://doi.org/London%20C697)
- Yu, P. S., Yang, T. C., & Chen, S. J. (2001). Comparison of uncertainty analysis methods for a distributed rainfall-runoff model. *Journal of Hydrology*, 244(1–2), 43–59. [https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(01\)00328-6](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(01)00328-6)

11 ANEXOS

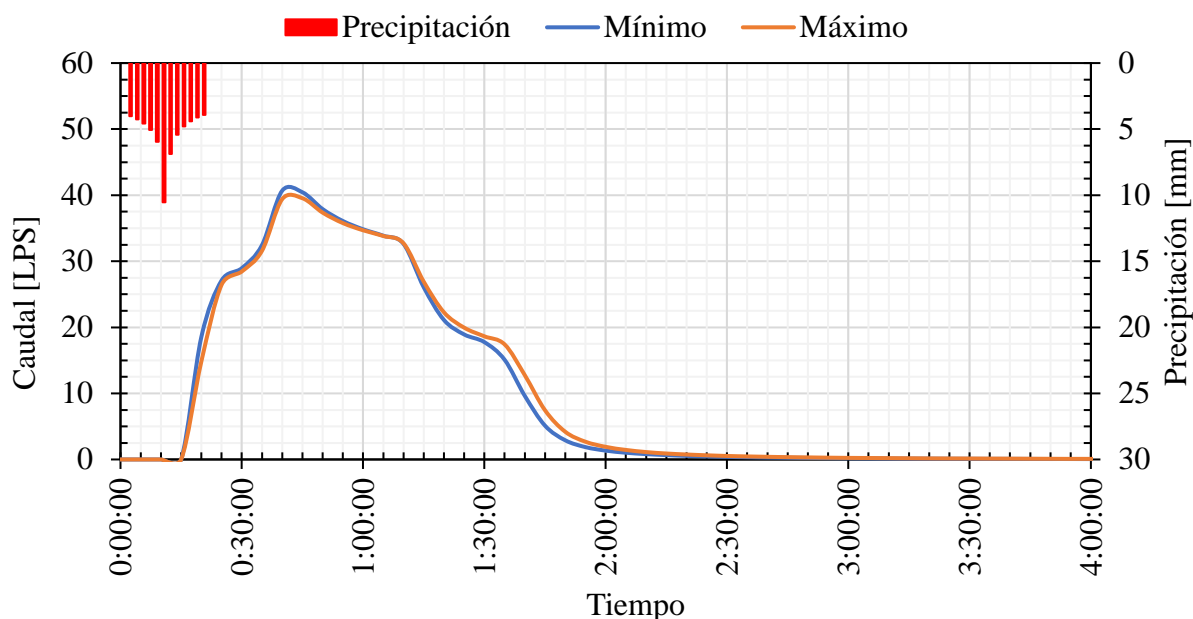
11.1. Resultados adicionales del análisis de sensibilidad



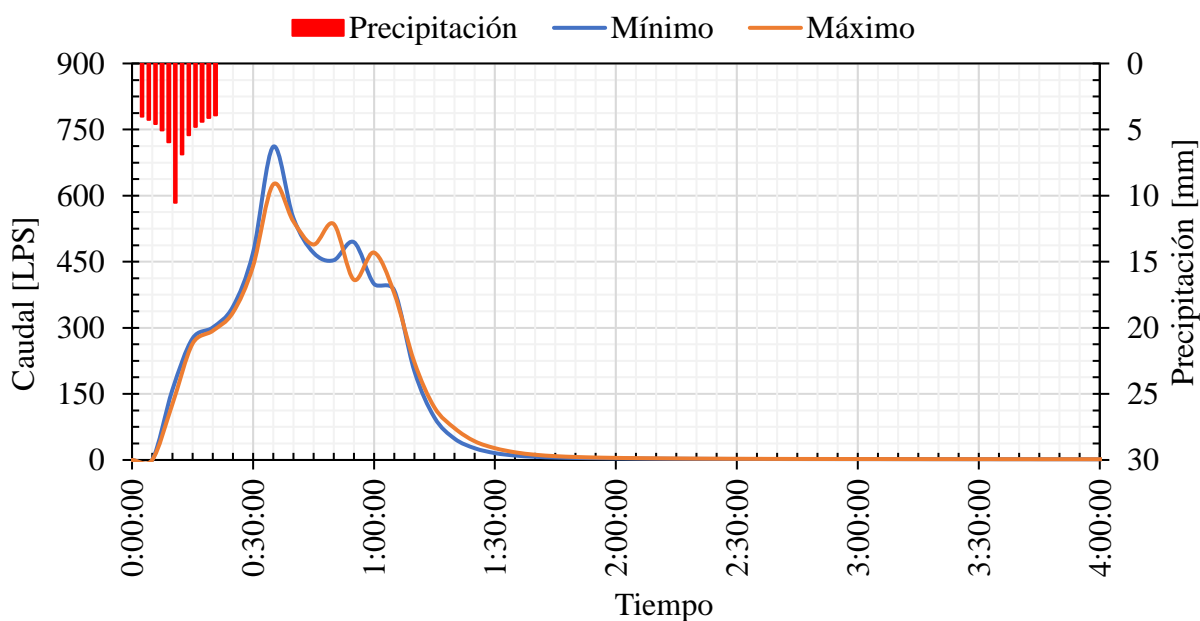
Anexo_Figura 1. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el porcentaje de impermeabilidad en el nodo Jun_Pozo_71. Las curvas corresponden a las simulaciones con el valor asignado del parámetro, su mínimo y su máximo.



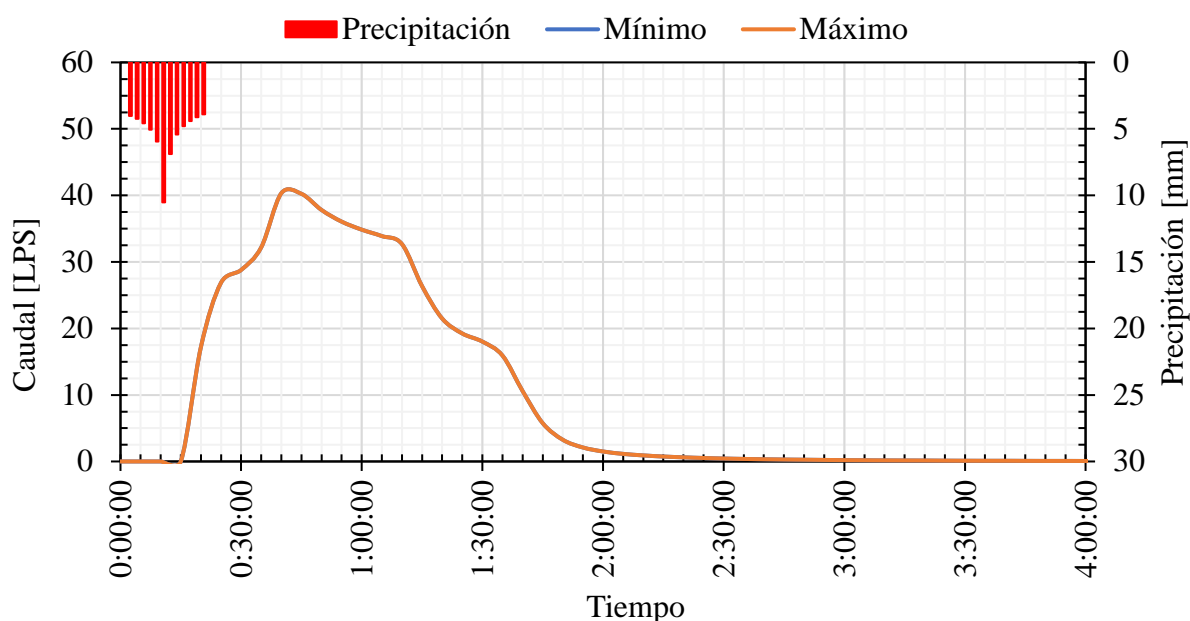
Anexo_Figura 2. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el porcentaje de impermeabilidad en el nodo Jun_CPun_16. Las curvas corresponden a las simulaciones con el valor asignado del parámetro, su mínimo y su máximo.



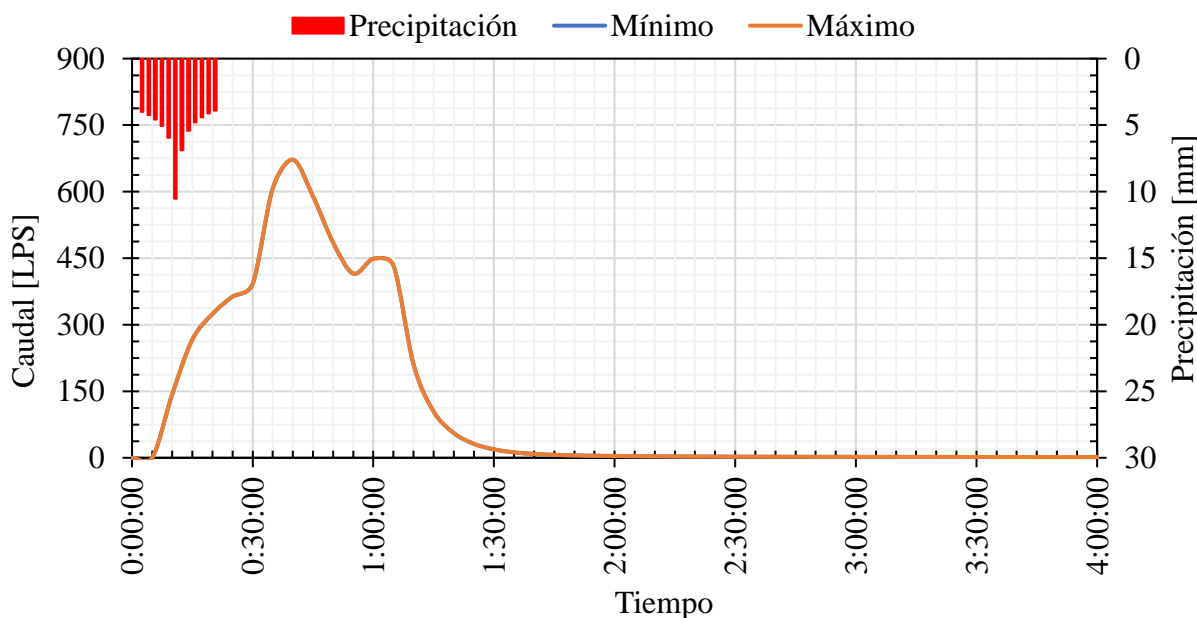
Anexo_Figura 3. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el n de Manning del área impermeable y permeable, en el nodo Jun_Pozo_71. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.



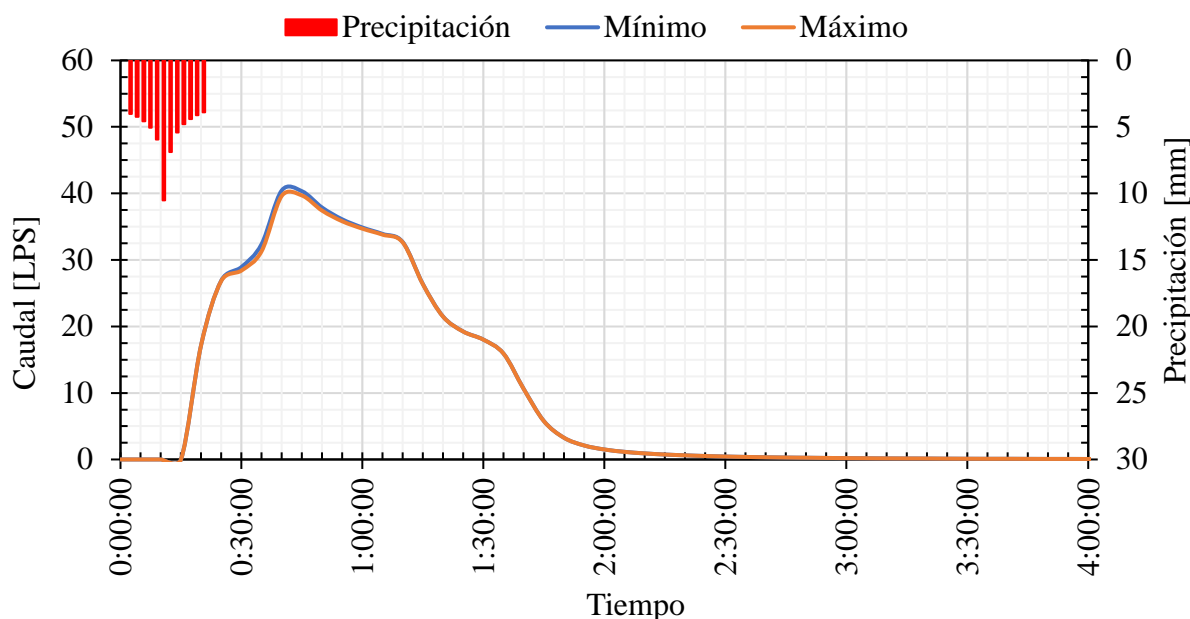
Anexo_Figura 4. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar el n de Manning del área impermeable y permeable, en el nodo Jun_CPun_16. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.



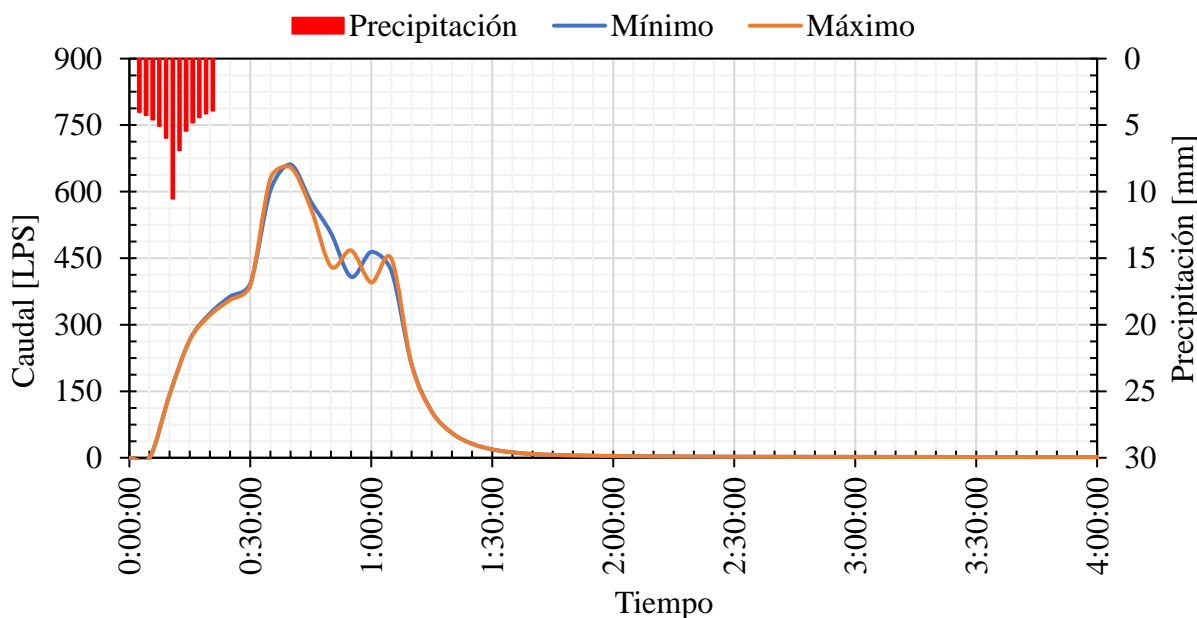
Anexo_Figura 5. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar la lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable, en el nodo Jun_Pozo_71. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.



Anexo_Figura 6. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar la lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable, en el nodo Jun_CPun_16. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.

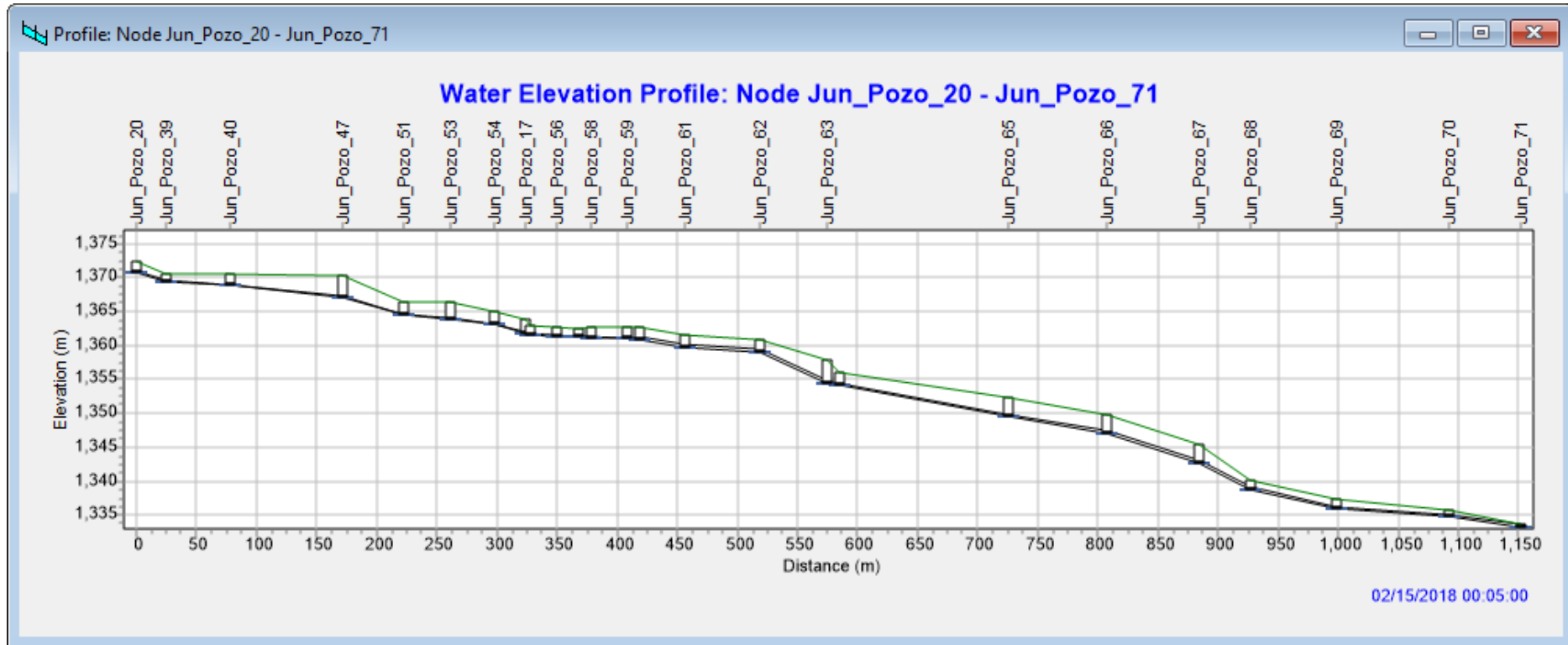


Anexo_Figura 7. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar la lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área permeable, en el nodo Jun_Pozo_71. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.

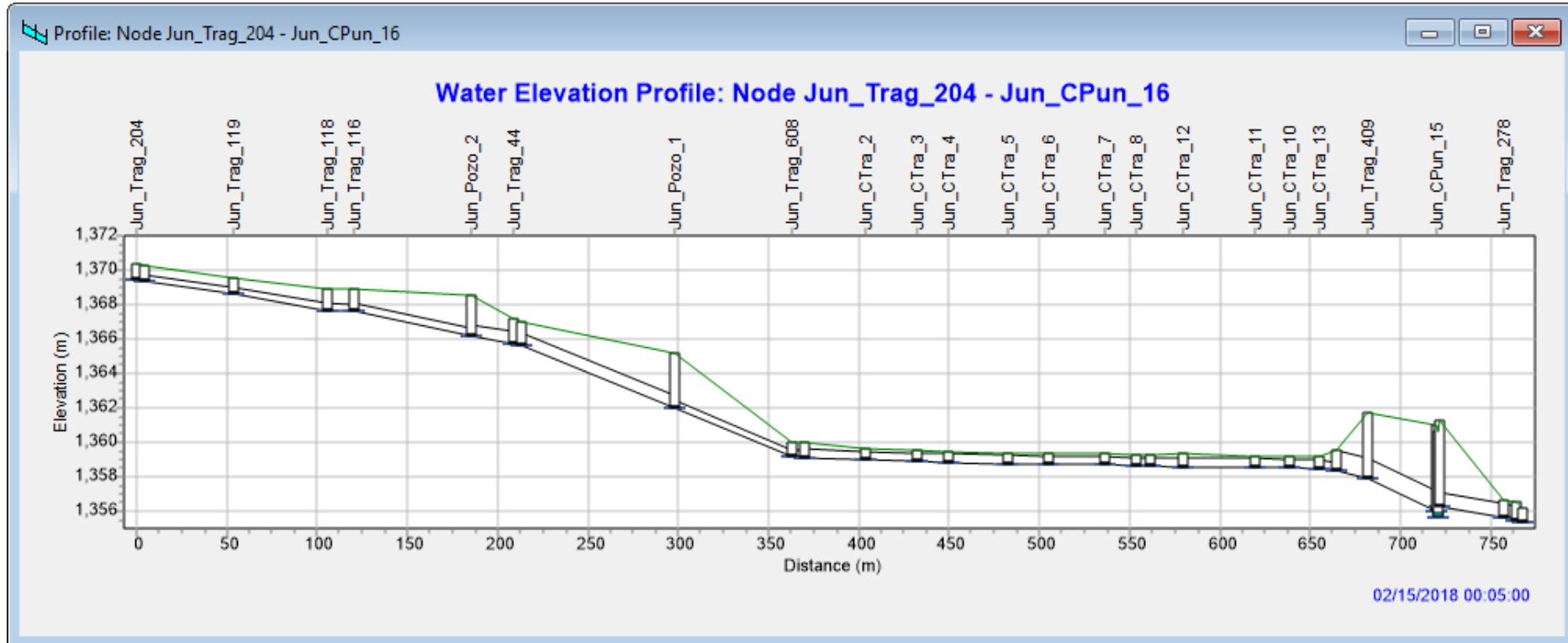


Anexo_Figura 8. Comparación de los hidrogramas resultantes del análisis de sensibilidad luego de evaluar la lámina de almacenamiento en depresiones sobre el área impermeable, en el nodo Jun_CPun_16. Las curvas corresponden a las simulaciones con los valores mínimo y máximo del parámetro.

11.2. Tramos de conducción – Nodos de vertido del análisis de sensibilidad



Anexo_Figura 9. Perfil del tramo de conducción principal que vierte en el nodo Jun_Pozo_71, extraído del modelo en SWMM.



Anexo_Figura 10. Perfil del tramo de conducción principal que vierte en el nodo Jun_CPun_16, extraído del modelo en SWMM.

11.3. Diámetros comerciales utilizados

Anexo_Tabla 1. Gama de tuberías de PVC empleadas para la propuesta de soluciones.

Diámetro nominal [mm]	Diámetro nominal [in]	Diámetro externo promedio [mm]	Diámetro interno promedio [mm]
100	4	109.22	100.33
150	6	163.06	150.08
200	8	218.44	200.17
250	10	273.96	250.08
300	12	324.99	297.56
375	15	397.71	364.18
450	18	486.46	445.82
600	24	649.73	596.11
750	30	816.61	748.51
900	36	983.99	901.07
1050	42	1163.30	1054.10

Fuente: (Durman - Aliaxis, 2017)

TUBERÍAS F949						
TUBO F949 NARANJA			TUBO F949 BLANCO			
						
mm	Código		mm	Código	mm	Código
100	2014371		100	2013907	450	2013913
150	2014372		150	2013908	600	2018667
200	2014373		200	2013909	750	2018669
250	2014374		250	2013910	900	2018671
300	2014375		300	2013911	1050	2019288
375	2014376		375	2013912		

Anexo_Figura 11. Diámetros comerciales para las tuberías PCV seleccionadas para las propuestas de soluciones a la red.

Fuente: (Durman - Aliaxis, 2017)

11.4. Resultados adicionales del modelo SWMM para las soluciones propuestas

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	1.816	63.953
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	0.397	13.968
Surface Runoff	1.420	49.995
Final Storage	0.012	0.407
Continuity Error (%)	-0.651	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	1.420	14.201
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.546	15.460
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.244	2.444
Final Stored Volume	0.120	1.195
Continuity Error (%)	-0.063	

Anexo_Figura 12. Informe de estado luego de la propuesta de solución 1 en SWMM.

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	1.816	63.953
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	0.397	13.968
Surface Runoff	1.420	49.995
Final Storage	0.012	0.407
Continuity Error (%)	-0.651	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	1.420	14.201
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.546	15.460
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.244	2.444
Final Stored Volume	0.120	1.195
Continuity Error (%)	-0.064	

Anexo_Figura 13. Informe de estado luego de la propuesta de solución 2 en SWMM.



*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	1.816	63.953
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	0.397	13.968
Surface Runoff	1.420	49.995
Final Storage	0.012	0.407
Continuity Error (%)	-0.651	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	1.420	14.201
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.543	15.434
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.244	2.444
Final Stored Volume	0.119	1.194
Continuity Error (%)	0.096	

Anexo_Figura 14. Informe de estado luego de la propuesta de solución 3 en SWMM.

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	1.816	63.953
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	0.842	29.660
Surface Runoff	0.930	32.754
Final Storage	0.055	1.952
Continuity Error (%)	-0.647	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	0.930	9.303
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.052	10.521
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.244	2.444
Final Stored Volume	0.119	1.194
Continuity Error (%)	0.281	

Anexo_Figura 15. Informe de estado luego de la propuesta de solución 4 en SWMM.

Anexo_Tabla 2. Presupuesto detallado de las propuestas de solución presentadas.

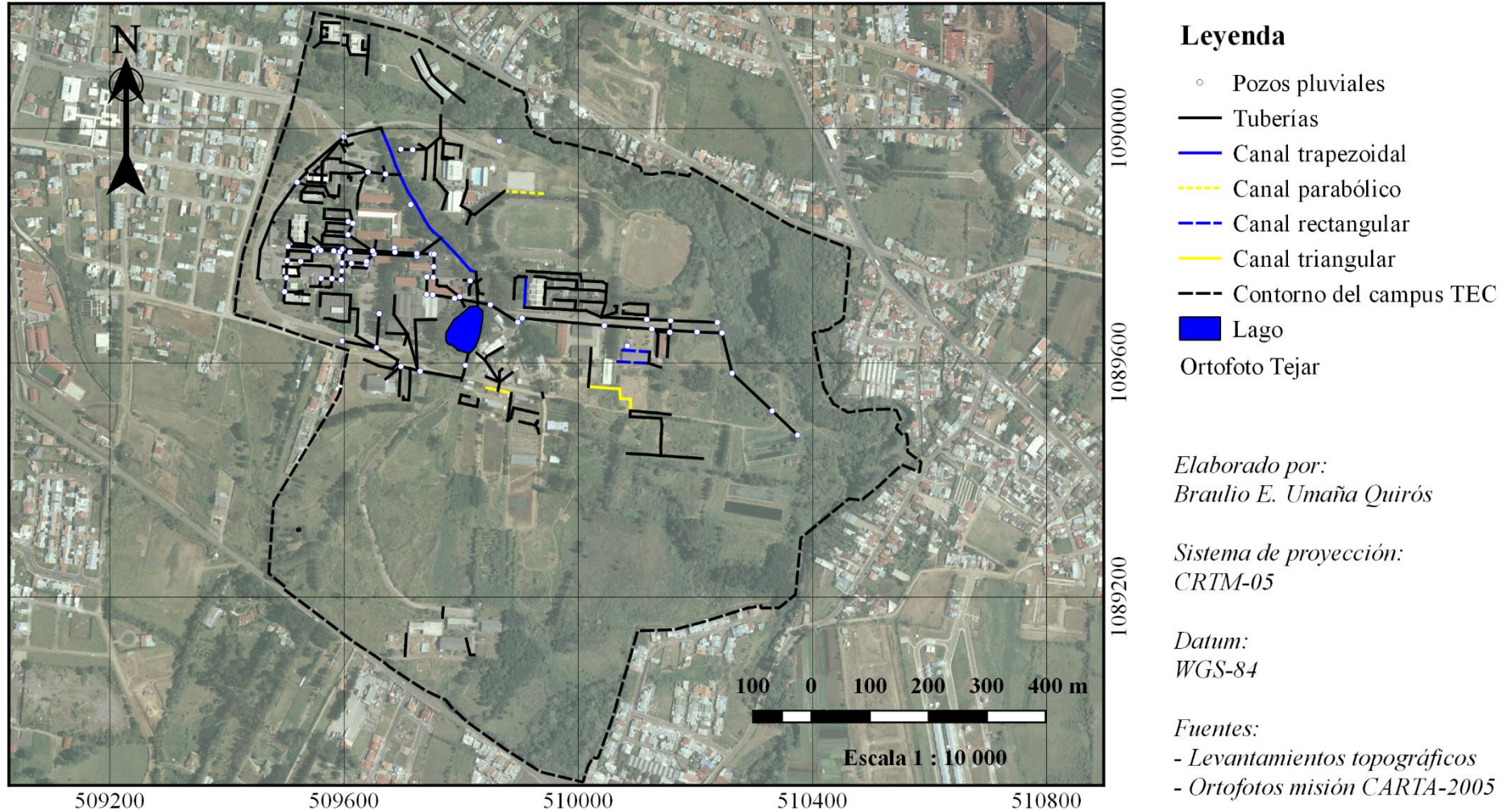
Detalle de actividades	Costo Unitario [\$]	Unidad []	Propuesta solución 1		Propuesta solución 2		Propuesta solución 3		Propuesta solución 4	
			Cantidad	Costo Total [\$]	Cantidad	Costo Total [\$]	Cantidad	Costo Total [\$]	Cantidad	Costo Total [\$]
Sistema Pluvial										
Tubería diámetro de 200 mm PVC	52.597	ml	65.216	3,430.123	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tubería diámetro de 300 mm PVC	78.530	ml	1,038.232	81,532.320	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tubería diámetro de 375 mm PVC	94.428	ml	631.768	59,656.226	1,712.672	161,723.316	1,712.672	161,723.316	1,501.487	141,781.701
Tubería diámetro de 450 mm PVC	112.355	ml	497.923	55,944.116	497.923	55,944.116	497.923	55,944.116	245.490	27,582.051
Tubería diámetro de 600 mm PVC	144.150	ml	488.956	70,482.964	488.956	70,482.964	488.956	70,482.964	78.860	11,367.669
Tubería diámetro de 750 mm PVC	184.065	ml	143.573	26,426.783	71.408	13,143.769	121.083	22,287.179	0.000	0.000
Tubería diámetro de 900 mm PVC	221.950	ml	3.532	783.883	3.532	783.883	3.532	783.883	0.000	0.000
Excavación y extracción de tubería existente	9.800	m ³	2,293.973	22,480.939	2,172.200	21,287.565	2,246.713	22,017.786	1,166.477	11,431.470
Relleno y compactación con tierra	12.000	m ³	1,306.002	15,672.176	1,227.074	14,725.035	1,276.749	15,321.139	369.658	4,435.939
Subtotal Sistema Pluvial				\$336,409.529		\$338,090.648		\$348,560.384		\$196,598.831
Dragado del lago										
Dragado y trabajos adicionales	35,273.368	gl	1.000	35,273.368	1.000	35,273.368	1.000	35,273.368	1.000	35,273.368
Subtotal Dragado				\$35,273.368		\$35,273.368		\$35,273.368		\$35,273.368
Aceras y pasillos*										
Concreto (f _c = 210 kg/cm ² , e = 150 mm)	153.164	m ³	451.899	69,214.733	436.982	66,930.066	444.806	68,128.392	0.000	0.000
Concreto permeable (f _c = 210 kg/cm ² , e = 100 mm)	160.000	m ³	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4,023.511	643,761.772
Malla electrosoldada #2	9.499	m ²	3,012.658	28,618.195	2,913.215	27,673.554	2,965.374	28,169.026	0.000	0.000
Base de lastre (CBR80, e = 250 mm)	28.507	m ³	753.164	21,470.314	728.304	20,761.614	741.343	21,133.333	0.000	0.000
Base de lastre (CBR80, e = 100 mm)	20.498	m ³	753.164	15,438.674	728.304	14,929.069	741.343	15,196.361	0.000	0.000
Sub-base permeable (e = 200 mm)	20.000	m ³	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	8,047.022	160,940.443
Formaleta metálica	11.000	ml	1,434.599	15,780.589	1,387.245	15,259.697	1,412.083	15,532.909		0.000

Detalle de actividades	Costo Unitario [\$]	Unidad []	Propuesta solución 1		Propuesta solución 2		Propuesta solución 3		Propuesta solución 4	
			Cantidad	Costo Total [\$]	Cantidad	Costo Total [\$]	Cantidad	Costo Total [\$]	Cantidad	Costo Total [\$]
Acabado concreto rayado y aplicación curador	5.971	m ²	3,012.658	17,987.630	2,913.215	17,393.887	2,965.374	17,705.310	0.000	0.000
Subtotal Aceras y pasillos				\$168,510.135		\$162,947.887		\$165,865.331		\$804,702.215
Pavimentos de calles y parqueos**										
Asfalto (e = 100 mm)	39.500	m ²	3,443.038	135,999.985	3,329.388	131,510.845	3,388.998	133,865.435	0.000	0.000
Concreto permeable (f _c = 210 kg/cm ² , e = 120 mm)	160.000	m ³	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5,968.198	954,911.604
Base de lastre (CBR80, e = 250 mm)	28.507	m ³	860.759	24,537.502	832.347	23,727.558	847.250	24,152.380	0.000	0.000
Base de lastre (CBR80, e = 100 mm)	20.498	m ³	344.304	7,057.680	332.939	6,824.717	338.900	6,946.908	0.000	0.000
Sub-base permeable (e = 200 mm)	20.000	m ³	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	9,946.996	198,939.917
Subtotal Pavimentos de calles y parqueos				\$167,595.167		\$162,063.120		\$164,964.723		\$1,153,851.521
COSTO TOTAL				\$707,788.198		\$698,375.023		\$714,663.806		\$2,190,425.935

* Se estima que el 70% de las tuberías totales a reemplazar está bajo aceras y pasillos para las soluciones 1, 2 y 3

** Se estima que el 20% de las tuberías totales a reemplazar está bajo aceras y pasillos para las soluciones 1, 2 y 3

11.5. Ubicación espacial de la red de alcantarillado pluvial



MAPA DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL
Campus central del Instituto Tecnológico de Costa Rica