

Trabajo Fin de Máster

DIAGNÓSTICO Y PLAN DE MEJORAS DE LA RED DE SANEAMIENTO DE PEÑA BLANCA, CORTÉS, HONDURAS.

Intensificación: *HIDRÁULICA URBANA*

Autor:

ANA MILENA RIVERA ALVARADO

Director:

DR. IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH

ABRIL, 2016



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Resumen del Trabajo de Fin de Máster

Datos del proyecto

Título: “DIAGNÓSTICO Y PLAN DE MEJORAS DE LA RED DE SANEAMIENTO DE PEÑA BLANCA, CORTÉS HONDURAS.”

Alumno: ANA MILENA RIVERA ALVARADO **E-mail:** anri3@posgrado.upv.es

Director: Dr. IGNACIO ANDRÉS DOMENECH

Resumen

El presente Trabajo de Fin de Máster tiene como objetivo principal realizar el diseño de una red unitaria de colectores a la ciudad de Peña Blanca, ya que actualmente no existe un sistema de recolección de aguas residuales y pluviales. A través de la municipalidad de la ciudad se ha obtenido un primer diseño de la red de saneamiento, el cual ha sido el punto de partida para realizar el diagnóstico de la situación actual. Posteriormente se presentarán dos actuaciones de mejora a la red inicial producto de las nuevas zonas de expansión.

Los primeros dos capítulos de esta tesina presentan un enfoque general de la zona de estudio, detallando los aspectos más importantes que caracterizan a la ciudad como ser su ubicación, climatología, aspectos socio-económicos y demográficos y además los estudios que se han realizado con respecto al saneamiento hasta la actualidad. El tercer capítulo muestra la recolección de datos de partida y los criterios hidráulicos propuestos por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados de Honduras (SANAA), los cuales fueron las directrices para la realización del diagnóstico y el planteamiento de alternativas de mejoras.

El cuarto capítulo hace referencia al método de cálculo que fue empleado para realizar el modelo matemático de simulación que representará a los escenarios actual y futuro de la red de alcantarillado sanitario. Se ha empleado la herramienta “Stormwater Management Model SWMM 5.1” (Modelo de gestión de aguas pluviales), el cual permite realizar la evaluación conjunta de la escorrentía superficial urbana y las aguas residuales mediante la introducción de parámetros hidrológicos e hidráulicos.

El quinto capítulo se centra en el análisis y diagnóstico de la red inicial de colectores. Se realizaron varias simulaciones sobre las que se identificó que el sistema de colectores funciona en tiempo seco bajo la recolección de aguas residuales, no obstante al introducirle una tormenta de diseño de 20 años la red colapsa generando inundaciones.

En el sexto y séptimo capítulo se desarrolla la etapa del planteamiento de soluciones las cuales pretenden, según las nuevas zonas de expansión, proponer dos diseños a la nueva red de colectores futura para el año 2035.

La primer propuesta consiste en el diseño de un solo colector principal que sea capaz de recolectar todas las aguas de los cuatro sectores en los que fue dividida la ciudad para luego ser vertidos a una planta de tratamiento aguas abajo de la red. Se identificó que la red funcionaba en régimen crítico, esto debido a que la topografía de la red mostraba pendientes elevadas produciendo velocidades hasta de 14 m/s, por lo que su diseño se realizó mediante la herramienta de simulación HEC-RAS.

La segunda propuesta se centra en el diseño de tanques de tormenta desarrollados básicamente con criterios medioambientales, con el objetivo de evitar el vertido de contaminantes al medio receptor durante sucesos de lluvia, es decir, retener la primera escorrentía. Estos tanques se ubicarán en la parte final de cada sector y su predimensionamiento fue desarrollado a partir de una serie de datos históricos de precipitaciones del periodo 2010-2015 utilizando el método del ratio de eventos retenidos, el cual establece la relación entre el volumen de cada depósito con respecto al área total de cada cuenca y la eficiencia eventual.

Finalmente en el capítulo ocho se presenta el detalle de la valoración económica para cada una de las dos propuestas de mejoras, en donde la elección de alguna de ellas para su ejecución dependerá de las necesidades actuales de la ciudad sin dejar a un lado la previsión futura.

Resum

El present Treball de Fi de Màster té com a Objectiu principal realitzar el disseny d'una xàrcia unitària de col·lectors a la ciutat de Peña Blanca, ja que Actualment no existeix un sistema de recol·lecció d'aigües residuals i pluvials. Mitjançant la municipalitat de la ciutat s'ha Obtingut un primer disseny de la xàrcia de sanejament, el qual ha sigut el punt de partida per a realitzar el diagnòstic de la situació actual. Posteriorment es presentaran dues actuacions de millora a la xàrcia inicial producte de les noves zones d'Expansió.

Els primers dos capítols d'aquesta tesi presenten un enfocament general de la zona d'estudi, detallant els aspectes més importants que caracteritzen la ciutat com ser la seva ubicació, climatologia, aspectes socioeconòmics i demogràfics i a més els estudis que s'han realitzat respecte al sanejament fins a l'actualitat. El tercer capítol mostra la recol·lecció de dades de partida i els criteris hidràulics proposats pel Servei Autònom Nacional d'Aqüeductes i Clavegueram d'Hondures (SANAA), els quals van ser les directrius per a la realització del diagnòstic i el plantejament d'alternatives de millores.

El quart capítol fa referència al mètode de càlcul que va ser emprat per realitzar el model matemàtic de simulació que representarà als escenaris actual i futur de la xarxa de clavegueram sanitari. S'ha emprat l'eina Stormwater Management Model SWMM 5.1 (Model de gestió d'aigües pluvials), el qual permet realitzar l'avaluació conjunta de l'escorrentia superficial urbana i les aigües residuals mitjançant la introducció de paràmetres hidrològics i hidràulics.

El cinquè capítol se centra en l'anàlisi i diagnòstic de la xarxa inicial de col·lectors. Es van realitzar diverses simulacions sobre les quals es va identificar que el sistema de col·lectors funciona en temps sec sota la recol·lecció d'aigües residuals, tot i això en introduir una tempesta de disseny de 20 anys la xarxa col·lapsa generant inundacions. Al sisè i setè capítol es desenvolupa l'etapa del plantejament de solucions les quals pretenen, segons les noves zones d'expansió, proposar dos dissenys a la nova xarxa de col·lectors futura per a l'any 2035.

La primera proposta consisteix en el disseny d'un sol col·lector principal que sigui capaç de recol·lectar totes les aigües dels quatre sectors en què va ser divideixi la ciutat per després ser abocats a una planta de tractament aigües avall de la xarxa. Es va identificar que la xarxa funcionava en règim crític, això a causa que la topografia de la xarxa mostrava pendents elevats produint velocitats fins de 14 m / s, per la qual cosa el seu disseny es va realitzar mitjançant l'eina de simulació HEC-RAS.

La segona proposta se centra en el disseny de tancs de tempesta desenvolupats bàsicament amb criteris mediambientals, amb l'objectiu d'evitar l'abocament de contaminants al medi

receptor durant successos de pluja, és a dir, retenir la primera esorrentia. Aquests tancs s'ubicaran a la part final de cada sector i el seu predimensionament va ser desenvolupat a partir d'una sèrie de dades històriques de precipitacions del període 2010-2015 utilitzant el mètode de la ràtio d'esdeveniments retinguts, el qual estableix la relació entre el volum de cada dipòsit respecte a l'àrea total de cada conca i l'eficiència eventual.

Finalment en el capítol 8 es presenta el detall de la valoració econòmica per a cadascuna de les dues propostes de millores, en on l'elecció d'alguna d'elles per a la seva execució dependrà de les necessitats actuals de la ciutat sense deixar de banda la previsió futura.

Summary

The present Master Thesis Project has as main objective to design a unified network of collectors to the city of Peña Blanca, due to the fact that there is currently no system of wastewater and rainwater collection. Through the municipality of the city has obtained a first design of the drainage network, which has been the starting point for the diagnosis of the current situation. Subsequently is there will be two performances improvement to the initial network due to the new expansion areas.

The first two chapters of this thesis present a general approach of the study area, detailing the most important aspects that characterize the city as be the location, climatology, social, economical, and demographic situation and in addition the studies that have been done up to now referring specifically to the issue of sanitation in the city. The third chapter shows the collection of baseline data and the hydraulic criteria proposed by the National Autonomous Service of Aqueducts and Sewer Systems of Honduras (SANAA), which were the guidelines for the conduct of the diagnosis and the alternative approach of improvements.

The fourth chapter refers to the method of calculation that was used to perform the mathematical simulation model that will represent the current and the future scenario of the sewerage network. The tool that has been used was Stormwater Management Model SWMM 5.1., which allows the joint evaluation of the urban runoff and wastewater through the introduction of hydrological and hydraulic parameters.

The fifth chapter focuses on the analysis and diagnosis of the initial network of collectors. There were made several simulations in which was identified that the sewer collection system works in dry time under the introduction of wastewater, however when was introduce a design of a 20 years storm of two hours duration with intervals of 10 minutes the network collapses generating flood throughout the system.

In the sixth and seventh chapter develops the stage of approaches to solutions which intend, according to the new expansion areas, propose two designs to the future network of collectos for the year 2035.

The first proposal consists in the design of a single primary manifold that pretend to collect all the waters of the four sectors in which it was divided the city for then to be poured to a water treatment plant under the network. It was identified that the network worked in critical regime, this due to the topography of the network showed outstanding high producing speeds up to 14 m/s, so that its design was performed through the simulation tool HEC-RAS.

The second proposal focuses on the design of stormwater tank developed basically with environmental criteria, with the objective of avoiding the dumping of pollutants to the receiving medium during rain events, i.e. retain the first runoff. These tanks are placed in the final part of each sector and its predimensioning was developed from a series of

historical data of rainfall in the period 2010-2015 using the method of the ratio of events held, which establishes the relationship between the volume of each tank with respect to the total area of each basin and the efficiency possible. Finally in chapter eight presents the detail of economic estimation for each of the two proposals, where the choice of any of them for implementation will depend on the current needs of the city without leaving to one side the forecast future.

Palabras clave: Drenaje Urbano, Red Unitaria, Modelo de Simulación, Colector Principal, Tanques de Tormenta.

Paraules Claus: Drenatge Urbà, Xarxa Unitària, Model de Simulació, Col·lector Principal, Tancs de Tempesta.

Key words: Urban Drainage, Unified Collector System, Simulation Model, Main Collector, Storm Tanks.

TABLA DE CONTENIDO

1. Generalidades.....	17
1.1 Introducción.....	17
1.2 Antecedentes Históricos.....	17
1.3 Objetivos del Trabajo de Fin de Máster.	19
1.4 Bibliografía.	19
2. Descripción del Área Urbana de la Ciudad de Peña Blanca.....	20
2.1 Introducción.....	20
2.2 Características Generales del Área de Estudio.	20
2.2.1 Ubicación Geográfica.....	20
2.2.2 Climatología.	21
2.3 Situación Demográfica.....	22
2.4 Situación Económica.....	22
2.5 Situación Social.....	23
2.6 Situación Ambiental.	25
2.7 Estudios Previos y Proyectos Realizados.	26
2.7.1 Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario para la comunidad de Peña Blanca, Santa Cruz de Yojoa, Cortés (2008).	26
2.7.2 Diseño de Sistema de Alcantarillado Sanitario para la ciudad de Peña Blanca, Cortés (2015).	27
2.8 Bibliografía.	27
3. Datos de Partida	29
3.1 Introducción.....	29
3.2 Diseño de Sistema de Alcantarillado Sanitario para la Ciudad de Peña Blanca, Cortés (2015).	29
3.2.1 Datos Poblacionales.	30
3.2.2 Datos Pluviométricos.....	31
3.2.3 Caudales Residuales.	33
3.2.4 Criterios Hidráulicos de Diseño.	33
3.2.4.1 Criterios de Velocidades.	34

3.2.4.2	Criterios de pendientes en colectores.....	34
3.2.4.3	Criterios de profundidad en la construcción de pozos de registro.....	34
3.2.4.4	Criterios de coeficiente de rugosidad de manning para los diferentes tipos de materiales de construcción.....	35
3.3	Conclusión.....	35
3.4	Bibliografía.....	35
4.	Método de Cálculo.....	36
4.1	Introducción.....	36
4.2	Tipos de Modelos Matemáticos de Cuencas.....	36
4.3	Modelo matemático “SWMM”.....	37
4.3.1	Métodos de Cálculo de la modelización.....	39
4.4	Elementos de la modelización.....	43
4.4.1	Elementos del Modelo Hidráulico.....	43
4.4.1.1	Nodos de Conexión.....	43
4.4.2	Elementos del Modelo Hidrológico.....	48
4.4.2.1	Precipitación.....	48
4.4.2.2	Subcuenca.....	48
4.5	Parámetros de la modelización.....	48
4.5.1	Parámetros del Modelo Hidráulico.....	49
4.6	Bibliografía.....	62
5.	Diagnóstico de la primera proyección de la Red de Saneamiento.....	64
5.1	Introducción.....	64
5.2	Diagnóstico de la primera proyección de la red de saneamiento.....	64
5.2.1	Características Específicas del Modelo de Simulación.....	64
5.2.2	Resultados del modelo de red actual en tiempo seco.....	65
5.3	Conclusión.....	69
6.	Plan de Mejoras.....	70
6.1	Introducción.....	70

6.2	Descripción de nuevas áreas tributarias.	70
6.3	Plan de Alternativas de Mejoras.	71
6.3.1	Descripción de alternativa A1.	72
6.3.2	Descripción de alternativa A2.	72
6.4	Conclusión.	75
6.5	Bibliografía.	75
7.	Diseño de Red de Saneamiento Futura (2035).....	76
7.1	Introducción.	76
7.2	Diseño de nuevas redes de colectores.	76
7.3	Diseño de nuevas redes de colectores para la alternativa A1.....	77
7.3.1	Diseño de colectores secundarios.....	77
7.3.2	Diseño del colector principal.	81
7.4	Diseño de nuevas redes de colectores para la alternativa A2.....	89
7.4.1	Introducción de tanques de tormenta a la red de saneamiento.....	89
7.5	Conclusión.....	97
7.6	Bibliografía.	98
8.	Valoración Económica de Red de Saneamiento Futura (2035)	99
8.1	Introducción.....	99
8.2	Valoración económica del diseño de la red con un único colector principal.....	99
8.2.1	Unidades de Obra.....	99
8.2.2	Valoración del colector principal y colectores secundarios.	101
8.3	Valoración económica del diseño de la red con tanques de tormenta.	103
8.3.1	Tanques de Tormenta.	103
8.4	Conclusiones.	104
8.5	Bibliografía.	105
9.	ANEXOS	106
9.1	Resultados de error de continuidad del cálculo hidráulico para cada uno de los sectores de la propuesta 1.	106
9.2	Resultados de error de continuidad del cálculo hidráulico para cada uno de los sectores de la propuesta 2 con tanques de tormenta.....	107

9.3	Listado componentes del modelo matemático SWMM 5.1 de la red unitaria de alcantarillado sanitario de Peña Blanca, Cortés.	109
9.3.1	Pozos.....	109
9.3.2	Conductos.	126
9.3.3	Subcuencas.	142
9.4	Dimensionamiento de Tanques de Tormenta.....	160
9.5	Resultados modelo HEC-RAS del colector principal de la ciudad de la ciudad de Peña Blanca, Cortés.	166
10.	APÉNDICES	174
10.1	Apéndice 1: Detalle de Licencia ArcGis.....	174
10.2	Apéndice 2: Normas de Diseño SANAA, HONDURAS.	175

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Botadero de la ciudad año 2010. ("DARNA", 2010).....	18
Figura 2. Ubicación de la Ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia)	20
Figura 3. Imagen Satelital de la Ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia)	21
Figura 4. Mapa de Precipitación Media Anual (mm). (Ambiente, 2012)	21
Figura 5. Mapa de Temperatura Media Anual (mm). (Ambiente, 2012)	22
Figura 6. Compradora de Café en Peña Blanca. (IHCAFE, 2011).....	23
Figura 7. Tipo de conexiones interdomiciliarias instaladas actualmente en la ciudad. (Elaboración propia)	25
Figura 8. Cunetas utilizadas para drenaje sanitario y pluvial. (Iraheta O., Torres M., & Gonzales P., 2015)	26
Figura 9. Primera Proyección de la red de saneamiento 2015 (Elaboración propia)	29
Figura 10. Proyección futura de la población para el año 2035. (Elaboración propia).....	30
Figura 11. Curva Intensidad-Duración-Frecuencia "EL JARAL" (MRHH, 2000)	32
Figura 12. Esquema conceptual del fenómeno de escurrimiento. (Domingos d. S., Martínez G., & Jiménez S., 2014)	39
Figura 13. Visualización de la unión nodo-conducto de una red de drenaje urbano. (Aventín Ferrer, 2007)	43
Figura 14. Nodos de conexión. (ITA, 2012).....	44
Figura 15. Nodos de descarga. (ITA, 2012)	44
Figura 16. Elemento de almacenamiento. (Gómez, 2007)	45
Figura 17. Conductos. (ITA, 2012)	45
Figura 18. Tipos de orificios. (Gómez, 2007).....	46
Figura 19. Tipos de vertedero. (Gómez, 2007)	46
Figura 20. Vertedero: a) Rectangular, b) Triangular, c) Trapezoidal. (Salas & Urrestarazu, 2008).	47
Figura 21. Primera proyección de la Red de Saneamiento de Peña Blanca, Cortés. (SWMM 5.0)	47
Figura 22. Evolución diaria de los caudales de aguas residuales para las ciudades de Centro América. (por el Agua, 2008)	52

Figura 23. Curva de modulación adaptada a la ciudad de Peña Blanca, Honduras. (Elaboración propia).....	52
Figura 24. Subcuencas. (Elaboración propia).....	53
Figura 25. Mapa zonificación de usos de suelo. (Elaboración propia).....	56
Figura 26. Mapa tipos de suelos impermeable y permeable. (Elaboración propia).....	57
Figura 27. Mapa se superficie TIN para la situación inicial. (Elaboración propia).....	58
Figura 28. Mapa Ráster para la situación inicial. (Elaboración propia).....	58
Figura 29. Mapa de pendientes para la situación inicial. (Elaboración propia).....	59
Figura 30. Tormenta de diseño para un periodo de retorno de 20 años. (Elaboración propia).....	61
Figura 31. Tormenta de 20 años de periodo de retorno. (SWMM 5.1).....	61
Figura 32. Simulación en tiempo seco primera proyección red. (SWMM 5.1).....	65
Figura 33. Mapa de simulación de capacidad de tuberías en la situación más crítica en el sistema de drenaje. (SWMM 5.1).....	67
Figura 34. Mapa de simulación final de capacidad de tuberías en el sistema de drenaje. (SWMM 5.1).....	68
Figura 35. Mapa de simulación de inundaciones en el sistema de drenaje. (SWMM 5.1).....	69
Figura 36. Mapa de zonas de expansión urbana de la ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia).....	70
Figura 37. Mapa de zonificación de usos de suelo urbano de la ciudad de Peña Blanca, Honduras. (Elaboración propia).....	71
Figura 38. Esquema de red con depósito de retención en serie. (Tueros, 2000).....	74
Figura 39. Esquema de red con depósito de retención en paralelo. (Tueros, 2000).....	74
Figura 40. Trazado de red de saneamiento futura de la ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia).....	76
Figura 41. Geometría del colector principal. (HEC-RAS).....	84
Figura 42. Definición geométrica de los elementos de macrorrugosidad.	85
Figura 43. Verificación de velocidad en el tramo 14 de colector con un valor de 3.66 m/s. (HEC-RAS).....	87
Figura 44. Mapa de sectorización de red de saneamiento de la ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia).....	89
Figura 45. Ubicación tanques de tormenta en la red de colectores. (Elaboración propia).....	90
Figura 46. Reserva Natural Los Naranjos.....	105

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes a, b y n de la Estación Pluviométrica “EL JARAL” (MRHH, 2000)	32
Tabla 2. Intensidades para los diferentes periodos de retorno (MRHH, 2000)	33
Tabla 3. Dotación Domestica. (SANAA, 2003).....	33
Tabla 4. Velocidades Permisibles (SANAA, 2003)	34
Tabla 5. Pendientes Permisibles (SANAA, 2003).....	34
Tabla 6. Alturas de Pozos Permisibles (SANAA, 2003)	35
Tabla 7. Rango de valores de coeficientes de manning (SANAA, 2003).....	35
Tabla 8. Proyección de la población urbana. (Elaboración propia).....	50
Tabla 9. Cálculo de Densidad Poblacional según usos de suelo. (Elaboración propia).....	50
Tabla 10. Números de Curva según usos de suelo. (MRHH, 2000).....	55
Tabla 11. Coeficientes de rugosidad “n” según usos de suelo.	56
Tabla 12. Coeficientes de almacenamiento en depresión según usos de suelo.	60
Tabla 13. Porcentajes de unidades de tuberías que están en estado de sobrecarga. (Elaboración Propia)	66
Tabla 14. Resultados de la simulación en tiempo seco de colectores secundarios. (Elaboración propia).....	78
Tabla 15. Resultados de la simulación en tiempo de lluvia de colectores secundarios. (Elaboración propia)	80
Tabla 16. Resultados de predimensionamiento sección de colector tramo 1.	83
Tabla 17. Dimensionamiento Volumétrico de tanques de tormenta para los 4 sectores de la red de saneamiento futura.	94
Tabla 18. Dimensionamiento de Aliviaderos para cada uno de los tanques de tormentas. (Elaboración propia)	95
Tabla 19. Excavaciones prácticas para distintos diámetros de tuberías. (SANAA, 2003)	100
Tabla 20. Presupuesto Red Colector Principal. (Elaboración propia)	101
Tabla 21. Presupuesto Red Colectores Sector 1. (Elaboración propia).....	102
Tabla 22. Red Colectores Sector 2. (Elaboración propia)	102
Tabla 23. Presupuesto Red Colectores Sector 3. (Elaboración propia).....	102
Tabla 24. Presupuesto Red Colectores Sector 4. (Elaboración propia).....	103
Tabla 25. Comparación de precios de construcción de tanques de tormenta.....	103
Tabla 26. Presupuesto Tanques de Tormenta. (Elaboración propia).....	104

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Hidrograma Cuenca Peña Blanca en tiempo seco. (SWMM 5.1).....	65
Gráfico 2. Hidrograma Cuenca Peña Blanca en tiempo de lluvia. (SWMM 5.1).....	66
Gráfico 3. Perfil longitudinal de un tramo de colector principal con entrada en carga. (SWMM 5.1).....	67
Gráfico 4. Perfil longitudinal de un tramo de colector secundario con entrada en carga. (SWMM 5.1).....	67
Gráfico 5. Tramo de colector secundario 15406-15674 con problemas de pendiente, capacidad y velocidad. (SWMM 5.1).....	78
Gráfico 6. Incorporación de pozos de caída en tramo 15406-15674. (SWMM 5.1).....	78
Gráfico 7. Hidrograma en tiempo seco de los 4 sectores de la red de saneamiento. (SWMM 5.1).....	79
Gráfico 8. Hidrograma en tiempo de lluvia para los cuatro sectores de la red. (SWMM 5.1).....	79
Gráfico 9. Velocidades Sector 1 y 2. (SWMM 5.1).....	80
Gráfico 10. Velocidades Sector 2. (SWMM 5.1).....	80
Gráfico 11. Velocidades Sector 3. (SWMM 5.1).....	81
Gráfico 12. Velocidades Sector 4. (SWMM 5.1).....	81
Gráfico 13. Diseño Colector Principal. (HEC-RAS).....	88
Gráfico 14. Volumen óptimo tanque de tormenta Sector 1. (Elaboración propia).....	93
Gráfico 15. Hidrograma de caudal de entrada y salida del Tanque S1. (SWMM 5.1).....	95
Gráfico 16. Hidrograma de entrada y salida del Tanque S2. (SWMM 5.1).....	96
Gráfico 17. Hidrograma de entrada y salida del Tanque S3. (SWMM 5.1).....	96
Gráfico 18. Hidrograma de entrada y salida del Tanque S4. (SWMM 5.1).....	96

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Determinación de intensidades medias máximas. (MRHH, 2000).....	32
Ecuación 2. Ecuación de la conservación de la masa.....	40
Ecuación 3. Ecuación de caudal de salida.....	40
Ecuación 4. Ecuación de depósito no lineal.....	40
Ecuación 5. Ecuación diferencial para encontrar calado.....	40
Ecuación 6. Ecuación de continuidad. (Gómez, 2007)	42
Ecuación 7. Ecuación de cantidad de movimiento. (Gómez, 2007)	42
Ecuación 8. Ecuación general de Saint Venant. (Gómez, 2007)	42
Ecuación 9. Ecuación de lámina de aguas para cada pozo. (Aventín Ferrer, 2007)	42
Ecuación 10. Cálculo de orificio. (ITA, 2012).....	46
Ecuación 11. Población futura.	49
Ecuación 12. Densidad Poblacional.....	50
Ecuación 13. Caudal residual.	51
Ecuación 14. Cálculo de volumen de escorrentía.	54
Ecuación 15. Cálculo de abstracciones iniciales.....	54
Ecuación 16. Simplificación para el cálculo de volumen de escorrentía.....	54
Ecuación 17. Retención máxima del suelo.	55
Ecuación 18. Ancho característico de cuenca.....	57
Ecuación 19. Fórmula de Manning general.	82
Ecuación 20. Fórmula de Manning adecuada al caudal.	82
Ecuación 21. Ecuación de Manning para una sección rectangular de ancho B.....	82
Ecuación 22. Ecuación de Manning para una sección rectangular de ancho B.....	82
Ecuación 23. Ecuación de Darcy.....	85
Ecuación 24. Relación del valor de fricción con la resistencia al avance del flujo.....	86
Ecuación 25. Longitud total entre cada elemento de macrorrugosidad.....	86
Ecuación 26. Numero de curva promedio.	91
Ecuación 27. Umbral de escorrentía.	91
Ecuación 28. Caudal de Escorrentía.	92
Ecuación 29. Eficiencia Eventual. (Doménech A., 2015)	92
Ecuación 30. Eficiencia Volumétrica. (Doménech A., 2015)	92
Ecuación 31. Área de tanque de tormenta.....	94
Ecuación 32. Ecuación de vertedero rectangular. (ITA, 2012).....	94

1. Generalidades.

1.1 Introducción.

El presente capítulo pretende dar a conocer de forma breve los antecedentes históricos de la ciudad de Peña Blanca en cuanto a la prestación de servicios públicos que ha marcado el crecimiento y desarrollo de la ciudad. Conociendo la situación histórica y actual de la ciudad se definirán los objetivos generales y específicos del desarrollo de esta tesina la cual pretende realizar un diagnóstico a la primera proyección de la red y presentar un plan de mejoras para reducir el número de personas sin acceso a los servicios básicos de saneamiento logrando de esta manera una mejor calidad de vida.

1.2 Antecedentes Históricos.

La ciudad de Peña Blanca tiene alrededor de 45 años de existencia donde sus antecedentes históricos y características propias de la zona se detallan a continuación.

En el año 2008 se inauguró la Represa Peña Blanca, conocido como el primer proyecto de energía renovable en la ciudad con una inversión de 1 millón 750 mil dólares. Esta represa tiene la capacidad de producir 9.11 kW en 10 horas al día, suficiente para suministrar energía a 2,000 viviendas en el sector rural y aprovechar la venta del mismo al sector privado de zonas aledañas a la ciudad por el valor de 11 centavos de dólar. (Tiempo D. , 2008)

En el año 2015 el Parlamento Hondureño aprobó la construcción de otra represa hidroeléctrica en la ciudad, contrato que fue suscrito entre la estatal Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEE) y la empresa Sociedad Hidroeléctrica Agua Verde. Esta planta hidroeléctrica tiene la capacidad de producir 0.08 MW a un precio de 11 centavos de dólar por kWh con un contrato de duración de 20 años. (Economista, 2015)

Es importante mencionar que Honduras tiene una demanda de energía que supera los 1,400 MW, por lo que apuesta a la construcción de este tipo de obras para poder reducir los costos realizando estas actividades con el menor riesgo ambiental.

El sistema de energía eléctrica trabaja de manera eficiente con fluido eléctrico constante sin interrupciones programadas.

En el año 2008 se realizó un estudio de impacto ambiental al Lago de Yojoa y respectivamente a las zonas aledañas. Dicho informe estableció que la ciudad de Peña Blanca contaba con un

botadero de residuos sólidos localizado dentro del perímetro urbano y contiguo al canal situado aguas arriba de la ciudad, el cual es el que conduce el agua del Lago de Yojoa al proyecto hidroeléctrico Cañaverál. La mala ubicación del botadero generaba una severa contaminación ambiental al canal lo que inmediatamente se informó al alcalde la debida reubicación del mismo. ("DARNA", 2010) En la actualidad se ha reubicado dicho botadero a un sitio alejado del canal mejorando las condiciones ambientales de la ciudad y la protección del Lago de Yojoa.



Figura 1. Botadero de la ciudad año 2010. ("DARNA", 2010)

La ciudad de Peña Blanca es deficiente en cuanto a la prestación de los servicios públicos de agua y saneamiento a sus pobladores. No existe un tratamiento de aguas residuales, lo que genera una problemática de aporte de nutrientes por las descargas de estas a las fuentes de agua que llegan al lago o las que son descargadas en forma directa al lago; resultantes de actividades domésticas, agropecuarias y turísticas.

El sistema de agua potable presenta deficiencias en el abastecimiento al consumidor, los pobladores solo pueden hacer uso del mismo pocas veces a la semana. Actualmente se invertirá 3, 000,000 de Lempiras en un proyecto de agua potable con el propósito de ampliar la red de abastecimiento con 75,000 galones de agua y de esta manera mejorar la calidad de vida de los pobladores de la ciudad. (Tiempo D. , 2016)

La municipalidad de Peña Blanca ha realizado dos propuestas para solucionar los problemas de saneamiento en la comunidad, una realizada en el 2008 y otra en el año 2015, pero

lastimosamente en actualidad no se ha hecho realidad la construcción de estas obras de saneamiento.

1.3 Objetivos del Trabajo de Fin de Máster.

En la ciudad de Peña Blanca no se realiza un buen manejo y control de los vertidos de las aguas contaminadas por la falta de un sistema de alcantarillado residual y pluvial. Es por estas razones que la tesina se centra en desarrollo de:

- Realizar un análisis y diagnóstico a la primera proyección de la red de saneamiento realizado en el año 2015.
- Realizar el diseño de la red futura producto del crecimiento poblacional, optimizando el funcionamiento de los colectores para el saneamiento de aguas residuales y pluviales mediante un sistema unitario.
- Presentar un plan de mejoras a la primera proyección de la red de saneamiento de la ciudad de Peña Blanca con el fin de proveer los servicios básicos de saneamiento a toda la población.

1.4 Bibliografía.

"DARNA", D. d. (2010). *Cuenca del Lago de Yojoa, Auditoría de Gestión Ambiental*.

Economista, D. E. (20 de Agosto de 2015). Parlamento de Honduras aprueba construir 2 plantas de energía hidroeléctrica. El Salvador. Obtenido de <http://www.economista.net/2015/08/20/parlamento-de-honduras-aprueba-construir-2-plantas-de-energia-hidroelectrica>

Tiempo, D. (09 de Septiembre de 2008). Represa Peña Blanca, un nuevo proyecto de energía limpia. San Pedro Sula, Honduras.

Tiempo, D. (2016). Tres Millones de Lempiras se invertirán para proyecto de agua potable en Peña Blanca.

2. Descripción del Área Urbana de la Ciudad de Peña Blanca.

2.1 Introducción

El presente capítulo pretende describir las características más importantes de la ciudad de Peña Blanca en cuanto a su ubicación geográfica, climatología, situación demográfica, económica, social y ambiental. Además se presentarán los estudios realizados en años anteriores en cuanto al saneamiento se refiere, todo esto con fin de conocer a detalle la situación actual de la zona de estudio.

2.2 Características Generales del Área de Estudio.

2.2.1 Ubicación Geográfica.

La Ciudad de Peña Blanca pertenece al Municipio de Santa Cruz de Yojoa dentro del Departamento de Cortés. Está ubicada a 15 kilómetros de la extensión territorial del municipio de cabecera y a 84 kilómetros de la ciudad de San Pedro Sula, Capital Industrial de Honduras. (Iraheta O., Torres M., & Gonzales P., 2015)

Se encuentra a una altura de 818 metros sobre el nivel del mar y posee una extensión territorial de 137.54 hectáreas. Sus límites son al norte con los Municipios de San Francisco de Yojoa y San Antonio Cortés, al Sur con los Municipios de Taulabe y Zacapa, al Este con el Municipio de Santa Cruz de Yojoa y al Oeste con los Municipios de Santa Bárbara y Las Vegas.

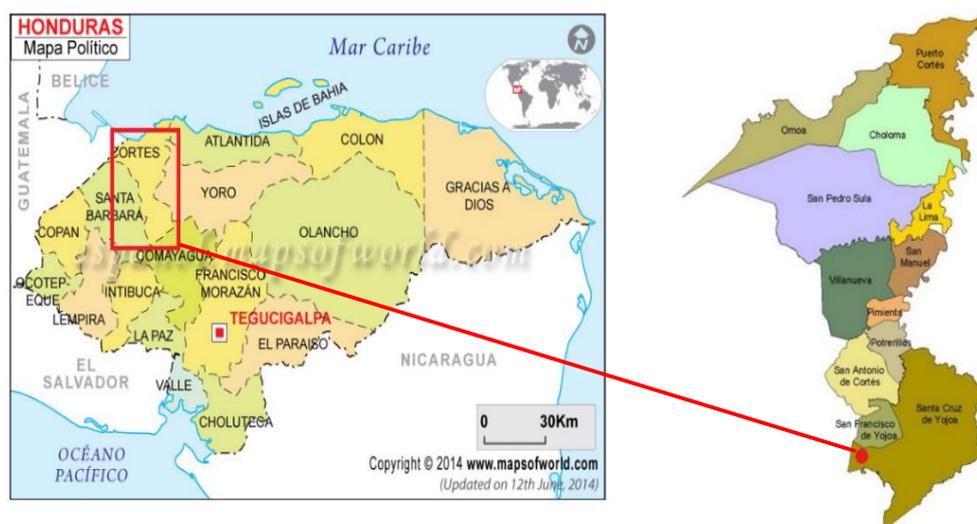


Figura 2. Ubicación de la Ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia)

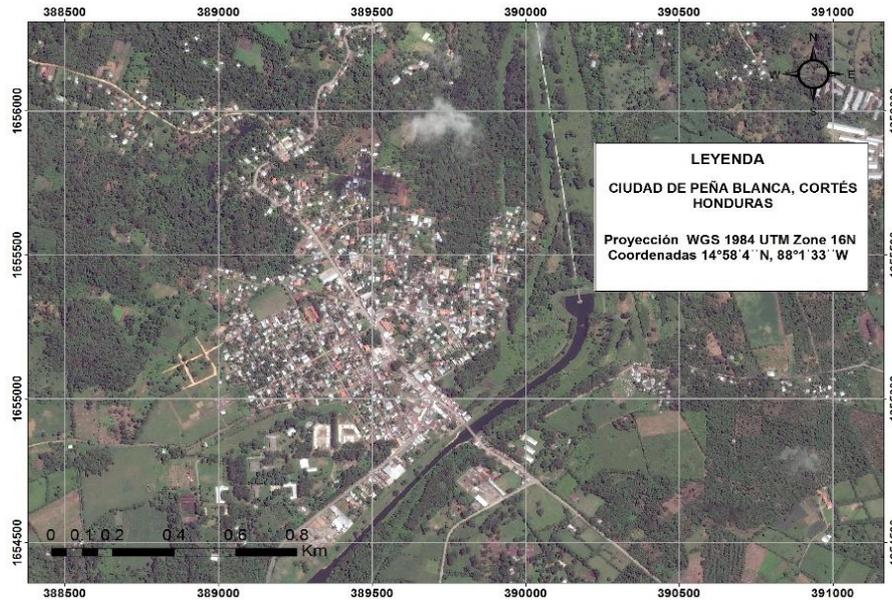


Figura 3. Imagen Satelital de la Ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia)

2.2.2 Climatología.

El clima de la ciudad de Peña Blanca está regida prácticamente por la del Lago de Yojoa debido a la proximidad de ubicación entre las dos zonas. La precipitación media anual de la zona de estudio varía entre 1800-2000 mm, datos que son obtenidos por la estación pluviométrica “EL JARAL” ubicada al norte del Lago de Yojoa.

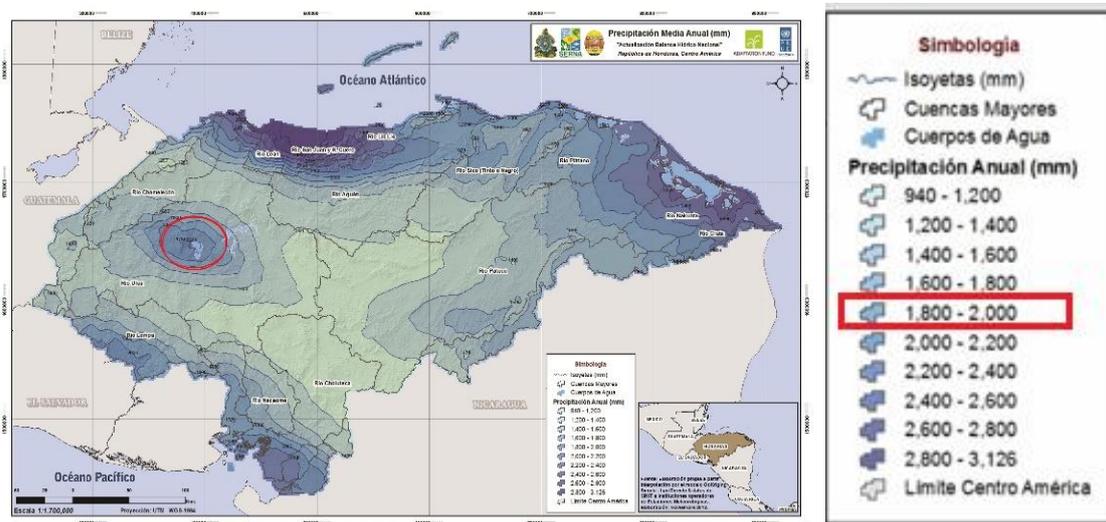


Figura 4. Mapa de Precipitación Media Anual (mm). (Ambiente, 2012)

Estas zonas poseen un clima tropical pasando por la transición subtropical, esto se debe a que es el sector con la mayor precipitación pluvial durante todo el año en el país. (House, 2002) El rango de temperaturas varía entre 24-26 °C durante todo el año.

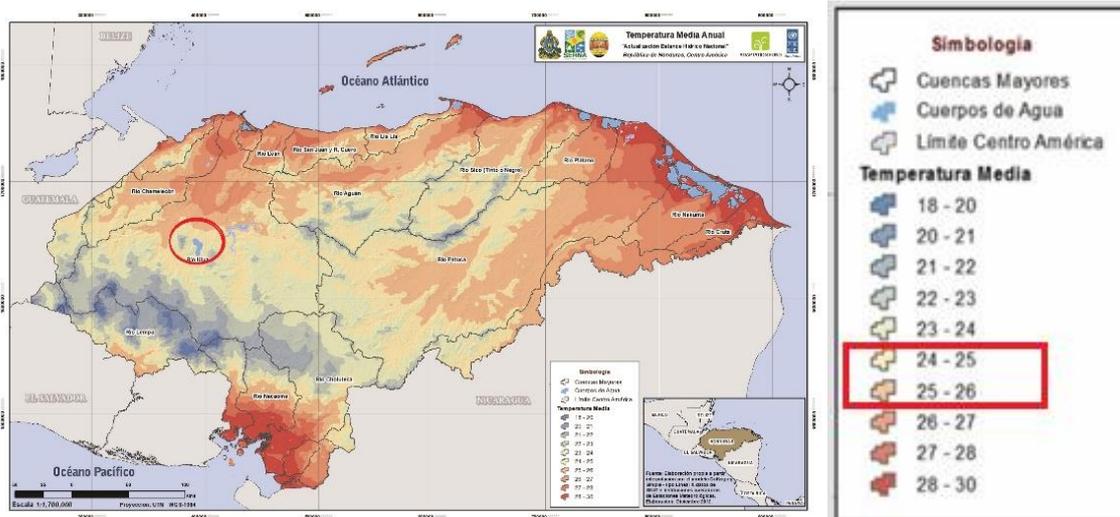


Figura 5. Mapa de Temperatura Media Anual (mm). (Ambiente, 2012)

2.3 Situación Demográfica.

Según el censo del año 2013 y proyección de la población según departamentos para los años 2014-2015 realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE), el Departamento de Cortés es el departamento con la mayor cantidad de población con 1, 621,762 habitantes. Dentro de este departamento está el Municipio de Santa Cruz de Yojoa con una población de 85,178 y la ciudad de Peña Blanca que es la segunda ciudad más grande de este Municipio cuenta con 10,800 habitantes actualmente. (INE, 2013)

Los 10,800 habitantes están distribuidos en 7 barrios y tres colonias. Los barrios son Los Pinos, El Guayabo, El Centro, Suyapa, La Torre, La Clínica, El Eucalipto y las colonias son Montreal, Las Brisas, 25 de Mayo y Bethel. Es importante mencionar que la mayoría de la población se concentra en las colonias 25 de Mayo y Los Pinos.

El Municipio de Santa Cruz de Yojoa cuenta con una tasa de analfabetismo en personas mayores a 15 años del 13%, un índice de pobreza humana del 44% y una cobertura de educación primaria del 93%. (INE, 2013)

2.4 Situación Económica.

La ciudad de Peña Blanca cuenta con un alto crecimiento poblacional y económico, donde su economía y turismo destacan por encontrarse cerca del Lago de Yojoa; el lago más grande y conocido de Honduras. En la actualidad operan alrededor de 120 negocios de todo tipo los cuales generan un total aproximado de 1, 414,650.02 de dólares en impuestos. (Fajardo, 2008)

La Ciudad de Peña Blanca cuenta con el título de ciudad turística, otorgado por el Congreso Nacional de Honduras, bajo el decreto No 1009 – 2000 el 1º de Agosto del Año 2000 y publicado en el diario Oficial La Gaceta el 28 de Agosto del mismo año. Este reconocimiento se debe a su estratégica ubicación geográfica que permite el turismo interno, lo que se ha convertido en una exitosa oportunidad de inversión para toda la comunidad. (Iraheta O., Torres M., & Gonzales P., 2015)

La actividad económica de la ciudad se rige por la exportación del banano, caña de azúcar, café, piña, cítricos, pesca, ganadería bovina extensiva, avicultura y granos básicos. (Manos, 2014)

El grano de café es el cultivo que genera la mayor cantidad de ingresos a la ciudad. Su efectivo crecimiento, desarrollo y calidad se deben al buen clima y suelo que proporciona la zona del Lago de Yojoa. En la ciudad se encuentra una de las compradoras de café más importantes del país la cual exporta un producto de excelente calidad a Estados Unidos y Europa. (IHCAFE, 2011)

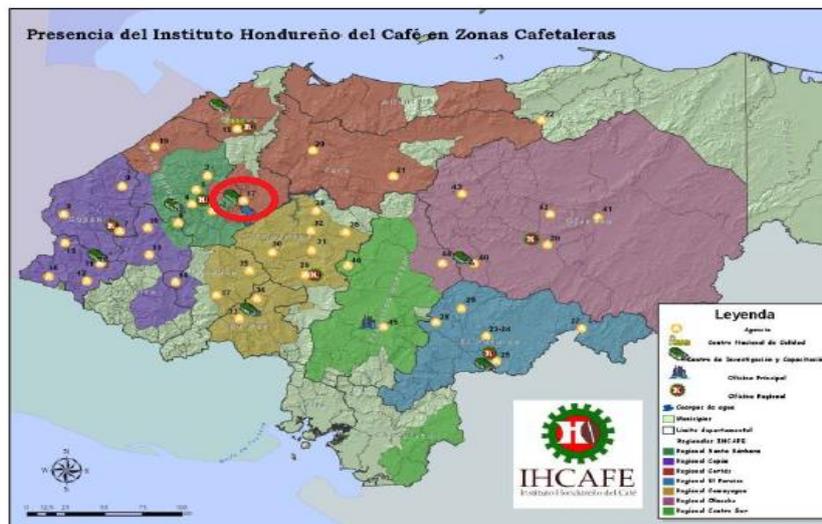


Figura 6. Compradora de Café en Peña Blanca. (IHCAFE, 2011)

2.5 Situación Social.

Según varios diarios nacionales, la ciudad de Peña Blanca, quiere independizarse del Municipio de Santa Cruz de Yojoa, creándose así el Municipio número 299 de Honduras y el número 13 del Departamento de Cortés.

La alcaldía de la ciudad considera que se justifica conveniente que al independizarse de Santa Cruz de Yojoa se podrá gozar de muchos beneficios y a su vez, lograr promover el desarrollo

integral de los ciudadanos y la preservación del medio ambiente. Por estar ubicado en las cercanías del Lago de Yojoa es una oportunidad exitosa para la generación de más ingresos a la ciudad, promoviendo el turismo interno en la zona y permitiendo la incorporación de nuevos negocios y empleos en todo el sector.

Los objetivos propuestos por parte de la alcaldía de la ciudad es el de mejorar las condiciones de vida de sus habitantes, ejecutando nuevos proyectos para mejorar el acceso a la salud, educación, vivienda y darle participación en el mercado laboral a las micro empresas.

Parte de las nuevas reformas que se empezarán a realizar están encaminadas al mejoramiento de la red vial de la ciudad, implementando proyectos en los cuales se construyan calles pavimentadas, carreteras y calles de segunda en buen estado. Además una parte muy importante y que es de vital importancia para evitar la contaminación de la ciudad y la generación de numerosas enfermedades es el de la agilización de proyectos de saneamiento de aguas residuales y pluviales. (Blanca P. C., 2013)

El mejoramiento de la infraestructura de los centros de salud y el equipamiento necesario para poder tener un mejor acceso al mismo, el desarrollo y urbanización de las comunidades vecinas, así como también la elaboración de un plan estratégico de desarrollo municipal son varios puntos que se pretenden alcanzar para un mejor desarrollo social de la comunidad.

Se presentan varios movimientos y proyectos para el mejoramiento, como lo es el mantenimiento y rescate del Lago de Yojoa, ya que este sistema natural está siendo atacado por la contaminación de residuos sólidos y además por el deficiente control y manejo de las aguas pluviales y residuales de toda la ciudad.

La ciudad de Peña Blanca cuenta con 13 aldeas y 23 caseríos los cuales se encuentran en la cercanía del Lago de Yojoa. Según el diario nacional La Prensa, el alcalde ha mencionado que “Uno de nuestros objetivos es mejorar la belleza escénica del sector, lo que hemos logrado desde que tenemos el título de ciudad otorgado por el Congreso Nacional desde hace 13 años”. (PRENSA, 2013)

En la ciudad de Peña Blanca se encuentran 120 negocios registrados en el sector comercial, 4 agencias bancarias, dos centros educativos públicos y 2 privados.

2.6 Situación Ambiental.

En cuanto a la situación ambiental de la ciudad de Peña Blanca es importante mencionar que en toda la ciudad no se realiza un buen manejo y control de las aguas contaminadas, ya que estas son vertidas directamente a las cunetas que se encuentran a las orillas de las diferentes calles producto de la falta de alcantarillado sanitario de aguas residuales y pluviales. El arrastre de las aguas pluviales y grises afecta a las colonias más bajas de la ciudad como son La Naranjera, El Guayabo, Bethel y Montreal y además a las cuencas aledañas al área del Lago de Yojoa.

El arrastre de estas aguas son conducidas hasta varios afluentes cristalinos que sirven como fuente de abastecimiento de agua potable para algunos barrios de la ciudad, lo que genera graves enfermedades como diarrea, cólera, tifoidea, rota virus, ascariasis, dengue y malaria. (Blanca C. d., 2015)

Como se puede observar en la siguiente figura 6, la falta de alcantarillado sanitario y pluvial acorde con el desarrollo urbano de la ciudad ocasiona que la población realice este tipo de conexiones interdomiciliarias para evacuar las aguas grises de sus casas.

Es por dichos problemas que se debe reestructurar el sistema de alcantarillado sanitario con el drenaje pluvial para evitar la contaminación del suelo, las fuentes de agua subterránea y la proliferación de enfermedades que afecta a toda la población de la ciudad.



Figura 7. Tipo de conexiones interdomiciliarias instaladas actualmente en la ciudad. (Elaboración propia)



Figura 8. Cunetas utilizadas para drenaje sanitario y pluvial. (Iraheta O., Torres M., & Gonzales P., 2015)

2.7 Estudios Previos y Proyectos Realizados.

A continuación se detallarán brevemente los estudios que fueron realizados a la ciudad en temas de saneamiento con el fin de evitar la proliferación de enfermedades y lograr el mejoramiento de la calidad de vida de la población.

2.7.1 Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario para la comunidad de Peña Blanca, Santa Cruz de Yojoa, Cortés (2008).

En el año 2008 se contrató al ingeniero consultor Elton Fajardo para elaborar el Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario para la ciudad de Peña Blanca. El principal objetivo fue el desarrollo de un estudio de alcantarillado sanitario únicamente para aguas residuales el cual incluía el diseño de una red general colectora de alcantarillado sanitario para el casco urbano de la comunidad, el diseño de una planta de tratamiento con su caja de entrada, canal de rejillas, caja desarenadora, una unidad de tratamiento primario (Tanque Imhoff), un filtro percolador y un lecho de secado de lodos. (Fajardo, 2008)

Este proyecto pretendía ejecutarse en el año 2010 pero por diversas razones políticas y económicas no se pudo realizar su construcción, quedando expuesto el problema de contaminación ambiental hasta la fecha.

2.7.2 Diseño de Sistema de Alcantarillado Sanitario para la ciudad de Peña Blanca, Cortés (2015).

La municipalidad de Peña Blanca realizó un convenio con la Universidad Tecnológica Centroamericana (UNITEC) de la ciudad de San Pedro Sula en el año 2015 con el objetivo que los alumnos de último año de la carrera de Ingeniería Civil presenten una propuesta de diseño del alcantarillado sanitario únicamente para aguas negras a la municipalidad y de esta manera tener un estudio del cual se pueda realizar la construcción del mismo. (Iraheta O., Torres M., & Gonzales P., 2015)

Esta propuesta tiene como objetivos los siguientes:

- Realizar el levantamiento planimétrico y altimétrico con georreferenciación de las colonias que no estaban incluidas en el estudio realizado en el año 2008, las cuales son las colonias La Naranjera, Ebenezer, Montreal y Bethel.
- Revisión de los datos topográficos y actualización mediante la digitalización de todos los puntos del programa AutoCAD al programa Civil3D.
- Diseñar el sistema de alcantarillado de aguas residuales con los criterios de diseño propuestos por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA)
- Elaborar los planos generales del sistema de alcantarillado sanitario propuesto a la Ciudad de Peña Blanca, incluyendo los planos de planta y perfil de cada tramo del sistema.

Dicha propuesta fue presentada a la municipalidad de Peña Blanca con el fin de tener un diseño económico y que tenga la funcionalidad de recoger todas las aguas residuales de la ciudad para luego poder verterlas a una planta de tratamiento que será localizada aguas abajo de la ciudad.

2.8 Bibliografía.

- Ambiente, S. d. (2012). *Proyecto del Fondo de Adaptación; Enfrentando Riesgos Climáticos en Recursos Hídricos en Honduras*. Obtenido de <https://acchonduras.wordpress.com/documentos/mapas/>
- Blanca, P. C. (2013). *Presentación Proceso de Municipalización Peña Blanca*. Peña Blanca, Cortés, Honduras.

- Blanca, C. d. (2015). Indices de enfermedades de la Ciudad de Peña Blanca. Peña Blanca, Cortés, Honduras.
- Fajardo, I. E. (2008). *Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario para la comunidad de Peña Blanca, Santa Cruz de Yojoa, Cortés*. Peña Blanca.
- House, D. P. (2002). *Diagnóstico Ambiental del Lago de Yojoa*.
- IHCAFE. (2011). *Informe Anual Cosecha 2010-2011*.
- INE, I. N. (22 de Marzo de 2013). El INE te cuenta: principales resultados del censo a nivel departamental y municipios. Honduras.
- Iraheta O., S., Torres M., J., & Gonzales P., M. R. (2015). “Diseño de Sistema de Alcantarillado Sanitario para la Ciudad de Peña Blanca, Cortés”.
- Manos, H. e. (30 de Abril de 2014). Municipio de Santa Cruz de Yojoa. Honduras. Obtenido de <https://santacruzdeyojoa.wordpress.com/category/santa-cruz/economicas/>
- PRENSA, L. (15 de Agosto de 2013). Peña Blanca quiere ser el municipio 299 de Honduras.

3. Datos de Partida

3.1 Introducción.

El presente capítulo se enfoca en las generalidades de la primera proyección del Alcantarillado Sanitario de la Ciudad de Peña Blanca realizado en el año 2015. Se pretende en una instancia la recolección de datos topográficos, datos pluviométricos, datos poblacionales, y demás criterios de diseño establecidos por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA).

3.2 Diseño de Sistema de Alcantarillado Sanitario para la Ciudad de Peña Blanca, Cortés (2015).

El proyecto realizado consistió en un sistema de alcantarillado sanitario de aguas residuales tipo convencional con una red colectora formada con 20,010 metros de tubería con un total de tramos de tubería de 394 unidades, todas ellas distribuidas en colectores principales de PVC RD-41 de 10" y colectores secundarios de PVC RD-41 6" y 8". Incluye también 390 pozos de inspección. (Iraheta O., Torres M., & Gonzales P., 2015)

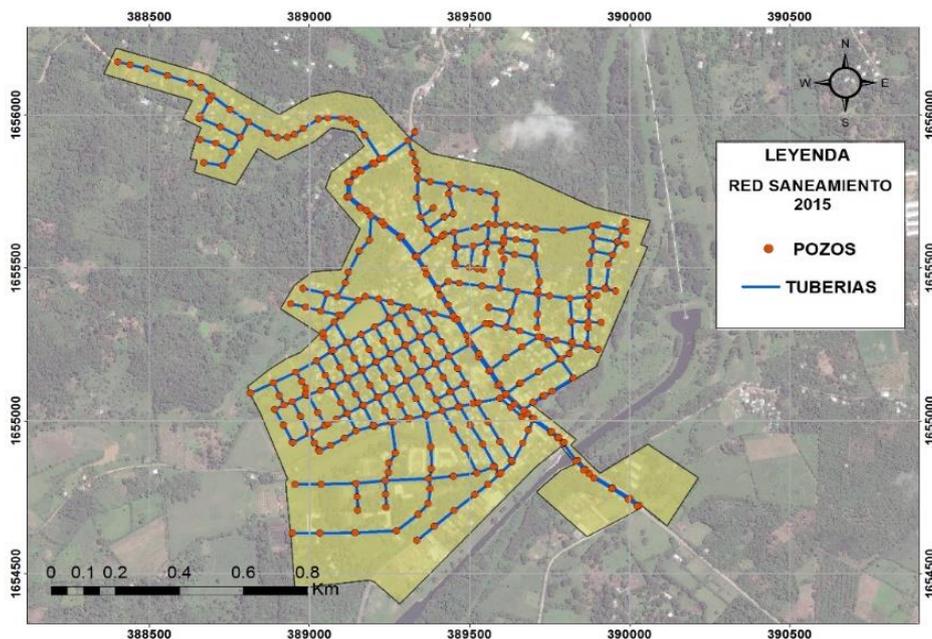


Figura 9. Primera Proyección de la red de saneamiento 2015 (Elaboración propia)

En este primer diseño de alcantarillado se contemplaron dos colectores principales localizados en la carretera principal que divide la ciudad y que conecta al norte con la ciudad de San Pedro Sula, pasando por las comunidades de El Cañaveral, Río Lindo y Caracol. Esta carretera es la

principal de la ciudad y es la única que esta pavimentada, el resto de calles de la ciudad no lo está.

Los patronatos y las juntas de agua de la ciudad en ningún momento contemplaron la realización de un diseño de alcantarillado pluvial, ya que la población que vive en la ciudad es de escasos recursos, lo que limita las posibilidades para que el patronato destine recursos de inversión en infraestructura de saneamiento.

La topografía de la zona es de manera general orientada de Sur a Norte, por lo que se puede deducir que la red de alcantarillado fluye en este mismo sentido. Inicialmente se tuvo que hacer un levantamiento topográfico y nivelación de todas las calles, avenidas y callejones que no estaban dentro del primer estudio que se realizó en el año 2008, todo esto debido al crecimiento que tuvo la población hasta el año 2015.

3.2.1 Datos Poblacionales.

A partir de las proyecciones realizadas hasta el año 2015 por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE), la población actual de la ciudad es de 10,800 habitantes. La nueva red se pretende diseñar con una proyección de 20 años, por lo que es necesario la obtención de la población futura hasta el año 2035. Esta población se ha obtenido mediante un método gráfico basados en el comportamiento del crecimiento poblacional utilizando el valor del 2.0 % de la tasa de crecimiento anual del país, dando como resultado un valor de 16,624 habitantes para el año 2035 como se puede observar en la Figura 10.

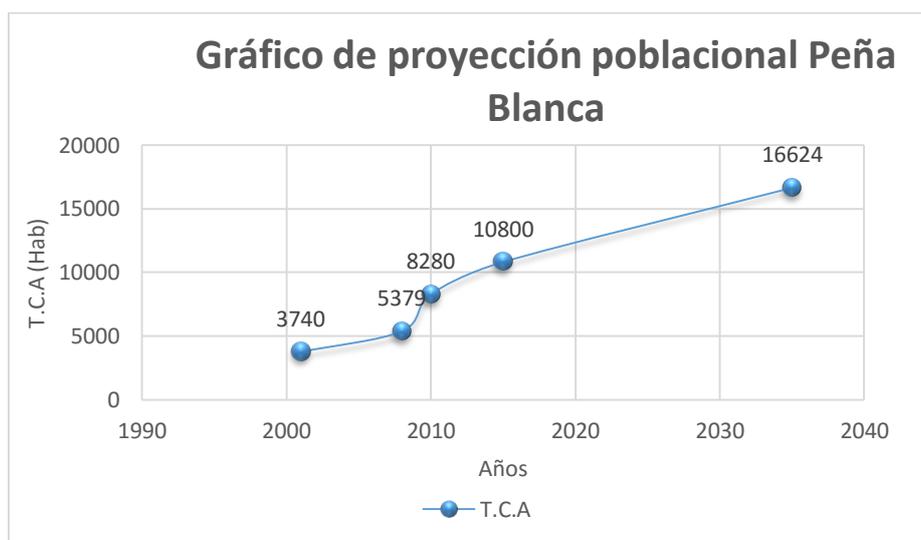


Figura 10. Proyección futura de la población para el año 2035. (Elaboración propia)

3.2.2 Datos Pluviométricos.

El diseño hidrológico es un requisito esencial cuando se pretende realizar una obra de drenaje. Muchas veces es complicada la disponibilidad de datos de caudal para realizar el diseño hidrológico, es por tal razón que se utiliza información pluviométrica para estudiar y estimar las crecidas de una tormenta para distintos niveles de frecuencia.

La información pluviométrica se puede encontrar de diferentes tipos como ser el registro de lluvias históricas, series temporales de lluvias y lluvias de proyecto, según sean las características y el tipo de modelo que se quiera representar. (Fernández, 2011)

Los datos pluviométricos utilizados para el diseño hidrológico de la ciudad de Peña Blanca fueron tomados del Manual de Referencias Hidrológicas de Honduras. Este manual presenta una recopilación de datos hidrológicos para las 298 estaciones pluviométricas localizadas en diferentes sitios del país y entre las cuales está la estación de “EL JARAL” de donde se obtuvieron datos de lluvia diaria como además datos de lluvia de corta duración para la ciudad de Peña Blanca.

Existen varios tipos de información pluviométrica: lluvias históricas registradas que produjeron inundaciones importantes, series temporales de lluvia registradas que son llamadas precipitaciones de corta duración sobre las cuales mediante un análisis estadísticos se puede determinar el evento asociado a un determinado periodo de retorno o bien se puede recurrir a información pluviométrica globalizada en forma de curvas IDF asociada a un determinado periodo de retorno. Estas curvas suponen una relación entre las intensidades medias máximas esperables para las diferentes duraciones de precipitación con un periodo de retorno considerado.

Cuando se trabaja con cuencas urbanas, se consideran periodos de retorno bajos entre 5 y 10 años, pero para obtener resultados confiables es preferible utilizar una serie temporal de lluvias de 20 a 30 años. (MRHH, 2000)

La ecuación a utilizar para determinar las intensidades medias máximas esperables es una función de ajuste donde considera los parámetros de intensidad, coeficientes propios de cada estación pluviométrica y la duración de la tormenta como la expresa la siguiente ecuación:

$$i = \frac{a}{(d + b)^c}$$

Ecuación 1. Determinación de intensidades medias máximas. (MRHH, 2000)

Donde i es la intensidad de lluvia medida en mm por hora, los valores de a, b y n son parámetros propios de cada estación pluviométrica y d es la duración de la tormenta medida en minutos.

Tiempo de Retorno (Años)	a	b
2	4579	30.5
5	6419	39.6
10	7635	44.3
20	8801	48.1
25	10309	52.3
n = 0.9556		

Tabla 1. Coeficientes a, b y n de la Estación Pluviométrica “EL JARAL” (MRHH, 2000)

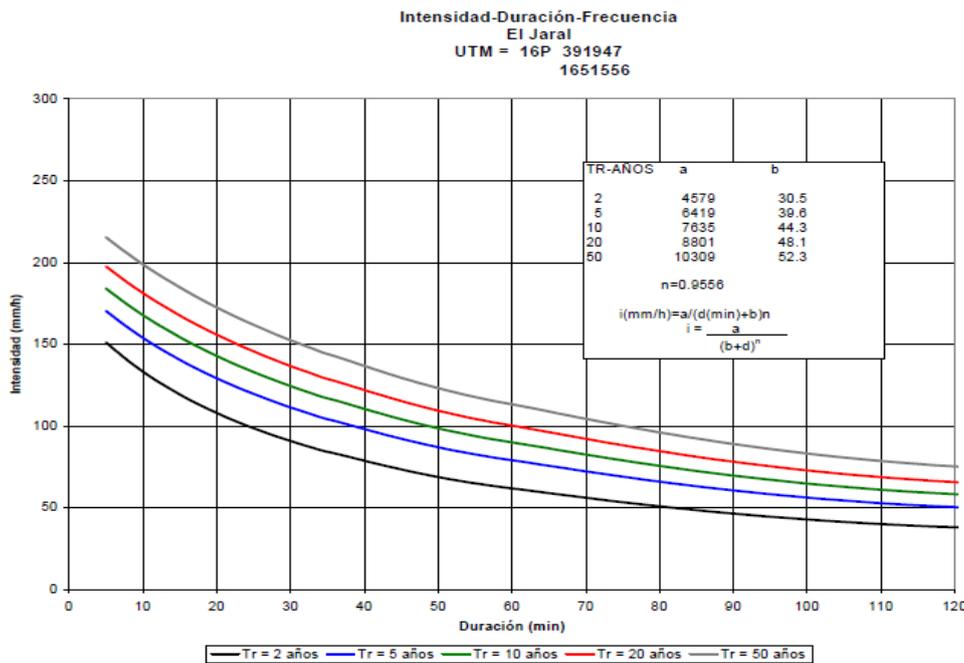


Figura 11. Curva Intensidad-Duración-Frecuencia “EL JARAL” (MRHH, 2000)

A continuación se presentan los valores de las intensidades para los diferentes periodos de retorno correspondientes a cada duración de la tormenta en intervalos de 10 minutos para una duración de 2 horas.

Periodo de Retorno (años)	T= 2	T= 5	T= 10	T= 20	T= 25
Duración (min)	<i>Intensidades (mm/h)</i>				
	<i>i_{2años}</i>	<i>i_{5años}</i>	<i>i_{10años}</i>	<i>i_{20años}</i>	<i>i_{25años}</i>
10	133.3	153.9	167.9	167.9	198.8
20	107.9	129.1	142.9	142.9	172.4
30	90.8	111.3	124.4	124.4	152.4
40	78.5	97.9	110.3	110.3	136.5
50	69.1	87.5	99.1	99.1	123.8
60	61.8	79.1	90.0	90.0	113.2
70	55.9	72.1	82.4	82.4	104.3
80	51.1	66.4	76.1	76.1	96.8
90	47.0	61.5	70.7	70.7	90.3
100	43.6	57.3	66.0	66.0	84.6
110	40.6	53.6	61.9	61.9	79.6
120	38.0	50.4	58.3	58.3	75.2

Tabla 2. Intensidades para los diferentes periodos de retorno (MRHH, 2000)

3.2.3 Caudales Residuales.

El Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA) propone para el parámetro de la dotación media de agua potable un valor de 180 l/hab/día. Este parámetro junto con el parámetro de los datos poblacionales se utiliza para calcular el caudal de aguas residuales, resaltando que dichas aguas son solamente del uso doméstico. El valor del caudal residual depende mucho del coeficiente de retorno, puesto que en primeras instancias, este valor varía entre el 70% y 80% de la dotación media de agua potable por persona y el tipo de clasificación residencial que cuente la zona.

Dotación Doméstica	Cantidad	Unidad
Dotación Media	180	(l/hab/día)
Coefficiente retorno	80	%

Tabla 3. Dotación Domestica. (SANAA, 2003)

3.2.4 Criterios Hidráulicos de Diseño.

El Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA) es una empresa estatal de Honduras, fundada en 1961 que trabaja con el agua, elemento fundamental para la salud y el bienestar y el desarrollo del pueblo hondureño, siendo proveedores de servicios de agua potable, saneamiento y asistencia técnica. (SANAA, 2003)

A continuación se presentan criterios establecidos por el SANAA para el desarrollo de proyectos de alcantarillado, dentro de los cuales se especifican los valores permisibles en velocidades, pendientes, alturas de los pozos y coeficientes de rugosidad de manning para los tipos de materiales.

Para realizar el cálculo hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario se llevaran a cabo los siguientes supuestos:

- 1- Utilizar secciones circulares funcionando como canales a sección llena.
- 2- El cálculo de la capacidad, velocidad, diámetro y pendientes, se hará aplicando la fórmula de manning.

3.2.4.1 Criterios de Velocidades.

Los criterios de velocidad son importantes en el diseño de colectores para evitar problemas en la red de saneamiento. Con el límite de velocidad máxima se pretende impedir daños por fricción en el interior de las tuberías y con la velocidad mínima evitar la posibilidad de sedimentación de las partículas en suspensión provenientes de la superficie.

<i>Velocidades</i>	<i>Cantidad</i>	<i>unidad</i>
Máxima	5.00	m/s
Mínima	0.60	m/s

Tabla 4. Velocidades Permisibles (SANAA, 2003)

3.2.4.2 Criterios de pendientes en colectores.

Para obtener una pendiente no mayor al 15% y obtener un alcance considerable de los sistemas de limpieza con pendiente de 0.5 % e establece que la ubicación de los pozos de visita entre cada uno no será mayor a 120 metros.

<i>Pendientes</i>	<i>Cantidad</i>	<i>unidad</i>
Máxima	15.00	%
Mínima	0.50	%

Tabla 5. Pendientes Permisibles (SANAA, 2003)

3.2.4.3 Criterios de profundidad en la construcción de pozos de registro.

Las profundidades de cada uno de los pozos de la red no deberán tener una altura mayor a 6 metros ni menor a 1.20 metros en paredes normales. Cuando la altura de los pozos sobrepase

los 6 metros se deberá colocar paredes dobles desde la base del pozo hasta una altura de 1/3 de la altura total del pozo.

Alturas Pozo Registro	Cantidad	unidad
Máxima	6.00	m
Mínima	1.20	m

Tabla 6. Alturas de Pozos Permisibles (SANAA, 2003)

3.2.4.4 Criterios de coeficiente de rugosidad de manning para los diferentes tipos de materiales de construcción.

El coeficiente de rugosidad de Manning utilizado para el diseño del alcantarillado será de 0.01 para tuberías de PVC.

Coeficiente Manning	Rangos	
PVC	0.01	0.011

Tabla 7. Rango de valores de coeficientes de manning (SANAA, 2003)

3.3 Conclusión.

Una vez recolectada toda la información necesaria de datos topográficos y planimétrico, densidad poblacional a futuro, pluviometría de la zona y criterios hidráulicos propuesta por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA) se procede a dar inicio al diseño de alcantarillado sanitario.

3.4 Bibliografía.

Fajardo, I. E. (2008). *Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario para la comunidad de Peña Blanca, Santa Cruz de Yojoa, Cortés*. Peña Blanca.

Iraheta O., S., Torres M., J., & Gonzales P., M. R. (2015). *Diseño de Sistema de Alcantarillado Sanitario para la Ciudad de Peña Blanca, Cortés*. Cortés. Obtenido de <https://acchonduras.wordpress.com/documentos/mapas/>

MRHH. (2000). *Manual de Referencias Hidrológicas de Honduras*.

SANAA. (2003). *Normas de Diseño para Alcantarillado Sanitario, Alcantarillado Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales*.

4. Método de Cálculo.

4.1 Introducción.

En el presente capítulo se detalla de forma muy amplia el método de cálculo que será utilizado para llevar a cabo el modelo de simulación que sea capaz de representar la situación actual y futura de la red de alcantarillado sanitario de la ciudad de Peña Blanca.

Para ello se definirán los tipos de parámetros hidrológicos e hidráulicos que se requieren introducir al modelo para realizar los respectivos análisis y gestionar de manera adecuada la recolección y disposición de todas las aguas residuales y pluviales.

4.2 Tipos de Modelos Matemáticos de Cuencas.

Con el paso de los años la tecnología ha ido incrementando y tal es el caso de los modelos matemáticos de cuencas urbanas, los cuales han sido desarrollados en las últimas tres décadas y la gran ventaja es que se pueden disponer de forma gratuita (Ponce, 1989). Estos modelos matemáticos pueden representar de forma precisa la respuesta de cualquier tipo de sistema de drenaje urbano sometido a diferentes eventos de lluvia.

Existen varios tipos de modelos matemáticos de simulación computacional de cuencas urbanas los cuales se pueden encontrar como modelos por eventos y modelos de procesos continuos los cuales dependiendo del tipo de análisis que se requiera realizar serán utilizados.

Los modelos de evento más utilizados son:

- HEC-HMS
- Tr-20
- SWMM.

El *HEC-HMS* es utilizado primordialmente para eventos en cuencas receptoras y en cuencas de río, proporcionando una variedad de hidrogramas de crecidas para cualquier tramo de la cuenca de un río. Utiliza varios tipos de métodos hidrológicos como es la simulación de lluvia-escurrimiento en la que incluye los procesos de precipitación, interceptación-infiltración, transformación de la precipitación efectiva en escurrimiento de la subcuenca, suma del flujo base y ruteo de hidrogramas de crecida en canales de corriente o reservorios. (Ponce, 1989)

El *TR-20* es un programa computacional utilizado para representar los procesos hidrológicos en eventos de inundación como ser proyectos encaminados a recursos hídricos. Este

programa de simulación permite obtener resultados del escurrimiento producido por una tormenta natural o sintética, además tiene la capacidad de proporcionar hidrogramas de inundación del escurrimiento de superficie y permite dirigir el flujo a través de reservorios y canales.

Los modelos de procesos continuos son utilizados para el diseño hidrológico, predicción de volumen de escurrimiento a largo plazo y predicción de flujo en tiempo real.

Algunos de ellos son los siguientes:

- SSARR
- Modelo de Cuenca Stanford (SWM)
- Modelo Sacramento.

En el caso de la red de alcantarillado de Peña Blanca se realizará un modelo matemático mediante el software SWMM 5.1 (Storm Water Management Model), desarrollado por la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos.

4.3 Modelo matemático “SWMM”.

SWMM es un software desarrollado para el planeamiento, análisis y diseño de sistemas de colectores de aguas pluviales y/o residuales en entornos urbanos. Con dicho programa se pueden realizar modelos de simulación dinámica de calidad, simulación hidrológica e hidráulica en periodo extendido o para un solo evento de precipitación.

SWMM 5.1 permite introducir los elementos de la red y las subcuencas, permite introducir los parámetros tanto para las capacidades hidrológicas como hidráulicas, simular su comportamiento y permite observar los resultados en forma de tabla y de gráficos. (Jopia, 2015)

Las capacidades hidrológicas que SWMM permite representar son:

- La precipitación, que es variable en tiempo y espacio.
- Simular procesos de evaporación, acumulación y derretimiento de nieve, e interceptación por encharcamiento.
- Simular la infiltración.
- Simular la escorrentía superficial mediante el modelo de depósito lineal.
- Permitir el aporte de la escorrentía superficial entre subcuencas.

Las capacidades hidráulicas:

- Manejo de redes de drenaje sin limitación de tamaño y/o forma.
- Permitir la representación de diversas secciones transversales para los conductos.
- Modelación de bombeos, reguladores de flujo y la incorporación de depósitos de retención.
- Permitir el uso de reglas para el control de bombeos y reguladores.
- Permitir la incorporación de flujos externos a la red previamente definidos por el usuario, como es la escorrentía y/o flujos de aguas residuales.
- Modelar diversos regímenes hidráulicos tales como remansos, entrada en carga e inversión del flujo.
- Modelar en régimen permanente y no permanente.

SWMM es un modelo unidimensional, el cual representa el comportamiento de una red de drenaje mediante la incorporación de varios flujos de agua y materia orgánica. SWMM representa el modelo de simulación por medio de dos tipos de módulos, el primero es el módulo de escorrentía, el cual permite ser evaluado por medio de una serie de subcuencas a las cuales cae la lluvia produciéndose así la generación de la escorrentía y el segundo módulo es el de transporte, el cual analiza todo el recorrido del agua que pasa por las tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. (GMMF, 2009)

Los componentes físicos del primer módulo son el pluviómetro y las subcuencas. Los datos que deben ser introducidos en el pluviómetro son los hietogramas de precipitación, que representan la cantidad de lluvia (precipitación) en función del tiempo. En cuanto a las subcuencas estas representan las parcelas o lotes y los datos que deben ser introducidos son el área, la pendiente en porcentaje, ancho de la subcuenca, % de impermeabilidad y número de curva.

Para el segundo módulo los componentes físicos son los nodos de conexión, los conductos (tuberías), las salidas y los nodos de vertido. Los nodos representan los pozos hacia los cuales descargan las subcuencas, los conductos son los elementos por los cuales circula el agua, las salidas son los elementos de conexión entre el drenaje superficial y pozos y por último los nodos de vertido que son los elementos que condicionan el flujo aguas abajo del modelo de estudio.

4.3.1 Métodos de Cálculo de la modelización.

El modelo de simulación SWMM 5.0 utiliza los conceptos matemáticos de cálculo de la conservación de la masa, energía y de la cantidad de movimiento aplicándolos a flujos unidimensionales o bidimensionales con el fin de representar los fenómenos físicos de la escorrentía superficial, la infiltración, las aguas subterráneas, el deshielo de nieves, el comportamiento hidráulico del sistema, las inundaciones en la superficie del terreno y el comportamiento y evolución de la calidad del agua en el tiempo real en el que ocurre cada uno de estos fenómenos. (GMMF, 2009)

Para el caso de la escorrentía superficial o proceso transformación lluvia-escorrimento se determina que el modelo de depósito no lineal es el más adecuado para representar este proceso. Principalmente considera a cada subcuenca como un embalse (Figura 12) donde existen entradas y salidas de flujos, considerando que una parte de la precipitación que cae a la superficie es inicialmente abstraída por el suelo, de modo que no se produce la escorrentía si es que antes no se supera un valor de umbral, parámetro que se define como la sumatoria de en primer lugar las abstracciones iniciales que son el encharcamiento, retención de agua en la vegetación y paredes y en segundo lugar las filtraciones hacia el suelo.

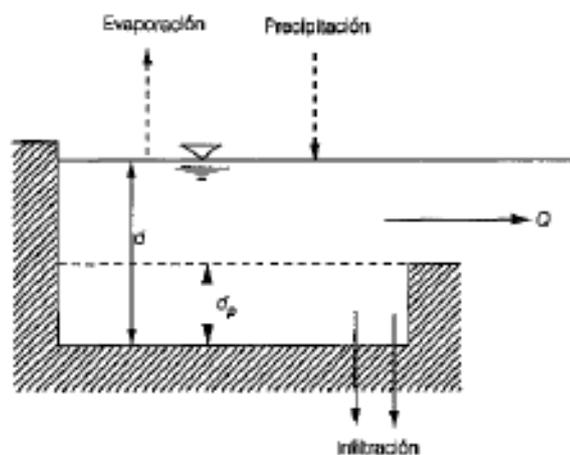


Figura 12. Esquema conceptual del fenómeno de escurrimiento. (Domingos d. S., Martínez G., & Jiménez S., 2014)

SWMM 5.1 utiliza la ecuación de la conservación de la masa para poder representar el cambio neto de profundidad del agua durante el periodo de lluvia:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - q$$

Ecuación 2. Ecuación de la conservación de la masa.

Donde $\frac{\partial d}{\partial t}$ es la diferencia de la profundidad por unidad de tiempo, i es la precipitación más otras aportaciones a cada subcuenca, e es la evapotranspiración, f es la infiltración y Q es la escorrentía superficial por unidad de área.

Para obtener el caudal resultante que sale por cada subcuenca se utiliza la ecuación de continuidad y la ecuación de Manning:

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

Ecuación 3. Ecuación de caudal de salida.

Donde Q es el caudal, W es el ancho de la subcuenca, n el coeficiente de rugosidad de Manning, d es la profundidad del agua y que se va actualizando con el balance del agua, d_p es la profundidad de retención superficial y S_0 es la pendiente media de la subcuenca.

A partir de la ecuación anterior se obtiene la ecuación del depósito no lineal:

$$\frac{dV}{dt} = A * \frac{dd}{dt} = A * i - Q$$

Ecuación 4. Ecuación de depósito no lineal.

Donde V es el volumen de agua en la subcuenca, t es el tiempo, A es la superficie de la subcuenca, i es la lluvia neta y Q es el caudal de salida obtenido en la ecuación anterior.

Combinando las dos ecuaciones anteriores se obtiene una ecuación diferencial no lineal para encontrar el calado:

$$\frac{dp}{dt} = i - \frac{W}{A * n} (d - d_p)^{5/3} * S^{1/2}$$

Ecuación 5. Ecuación diferencial para encontrar calado.

La infiltración que se produce en cada subcuenca es representada como la cantidad de agua que no escurre y que penetra hasta la capa permeable, puede ser determinada por la elección de alguno de los tres métodos que SWMM 5.0 proporciona, ya sea por el método de Horton, Green Ampt y o el Número de Curva.

En el modelo de simulación de alcantarillado sanitario para la ciudad de Peña Blanca se utilizará el método del Número de Curva creado por el Soil Conservation Service de los Estados

Unidos. Este método establece que la capacidad total de infiltración se puede encontrar a través de tablas donde para cada uso de suelo es asignado el número de curva.

SWMM 5.0 tiene la opción que a través de métodos hidráulicos se puede obtener la propagación de los caudales que ingresan a la red por medio de las ecuaciones de Saint-Venant. Estas ecuaciones son para flujo en lámina libre no permanente unidimensional con la propiedad que se pueden utilizar en el método de la onda dinámica. El método de la onda dinámica es el que más se asemeja a la realidad de lo que ocurre con el flujo de agua que pasa por los conductos de la red de drenaje y es el que con intervalos de tiempo más cortos se realiza la simulación. (ITA, 2012)

El método de la onda dinámica permite la introducción de máximos flujos en sección llena en régimen permanente y además permite almacenar o quitar el flujo de salida de la red según sea el caso de estudio que se requiera simular. En este método se consideran todas las fuerzas actuantes, gravedad, fricción, presión e inercia, y permite simular los efectos de la laminación, reflujos, condiciones de contorno aguas abajo o entrada en presión de la red. (ITA, 2012)

Las ecuaciones deducidas por A. J. C. Barré de Saint-Venant en 1871, no tienen solución analítica por lo que debe abordarse su tratamiento mediante métodos numéricos. Las hipótesis fundamentales a partir de las cuales fue determinada su solución son las siguientes: el flujo es unidimensional en función de la dirección del eje de la tubería; la distribución de velocidades es uniforme a lo largo de toda la sección; asume que la curvatura de la lámina de agua es reducida; distribución de presiones hidrostáticas en la vertical; las pérdidas por fricción están representadas con las mismas expresiones que la del régimen uniforme; supone pendientes reducidas en los conductos, es decir que si el valor del ángulo de la pendiente es θ , se acepta que $\cos\theta \approx 1$, al igual que $\sin\theta \approx \tan\theta \approx \theta$; asume que el conducto es prismático y el fluido es incompresible.

Estas hipótesis emplean los principios físicos de la conservación de la masa o ecuación de continuidad donde se describe el balance de flujo que entra y sale a través de un volumen de control que es igual a la variación de almacenamiento del agua en dicho volumen (Ecuación 6) y la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento que representa el balance de todas las fuerzas actuantes (Ecuación 7) Estas ecuaciones pueden aplicarse a redes malladas y a las arborescentes y se detallan a continuación:

$$\frac{dA}{dt} + \frac{dQ}{dx} = 0$$

Ecuación 6. Ecuación de continuidad. (Gómez, 2007)

$$\frac{dQ}{dt} + \frac{d\left(\frac{Q^2}{A}\right)}{dx} + g * A \frac{dH}{dx} + gA I_f + gA h_L = 0$$

Ecuación 7. Ecuación de cantidad de movimiento. (Gómez, 2007)

Donde Q es el caudal, A es la sección transversal del flujo en el conducto, H es el nivel de la lámina de agua en el conducto, I_f es la pendiente motriz (pérdida de energía por unidad de peso y por unidad de longitud), y h_L es la contribución de las pérdidas localizadas de carga por unidad de longitud en el conducto.

SWMM 5.0 opta por un esquema de diferencias finitas explícitas, que es la más fácil de formular, trabajando con incrementos de tiempos de cálculo más reducidos de menos de un minuto para asegurar la estabilidad de la solución numérica. (Gómez, 2007) SWMM 5.0 presenta dichas ecuaciones de Saint Venant de una forma más específica, utilizando la representación nodo-conector de una red de drenaje:

Esta ecuación es el resultado de combinar las ecuaciones de conservación de cantidad de movimiento y conservación de la masa, lo que sigue siendo utilizada para aplicarla en el conducto. Aplicando un esquema de diferencias finitas se obtiene la siguiente ecuación:

$$Q_t + \Delta t = Q_t - \frac{k\Delta t}{Rh^{\frac{4}{3}}} |V_t| Q_t + \Delta t + 2V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right) \Delta t + V^2 \left[\frac{A_2 - A_1}{L} \right] \Delta t - gA \left[\frac{H_2 - H_1}{L} \right] \Delta t$$

Ecuación 8. Ecuación general de Saint Venant. (Gómez, 2007)

Donde $k = gn^2$, con n coeficiente de rugosidad de Manning, L es la longitud del conducto y Δt es el intervalo de tiempo de cálculo.

Además se puede calcular en cada uno de los nodos (pozos) la lámina de agua H en cada tiempo de cálculo:

$$\frac{dH}{dt} = \sum \frac{Q}{A_{St}}$$

$$H_t + \Delta t = H_t + \sum Q_t \Delta t / A_{St}$$

Ecuación 9. Ecuación de lámina de aguas para cada pozo. (Aventín Ferrer, 2007)

La sumatoria de caudales ($\sum Q$) se define como la diferencia de los flujos de entrada menos los flujos de salida y la sumatoria de áreas ($\sum A_{St}$) es la referida al área total del nodo.

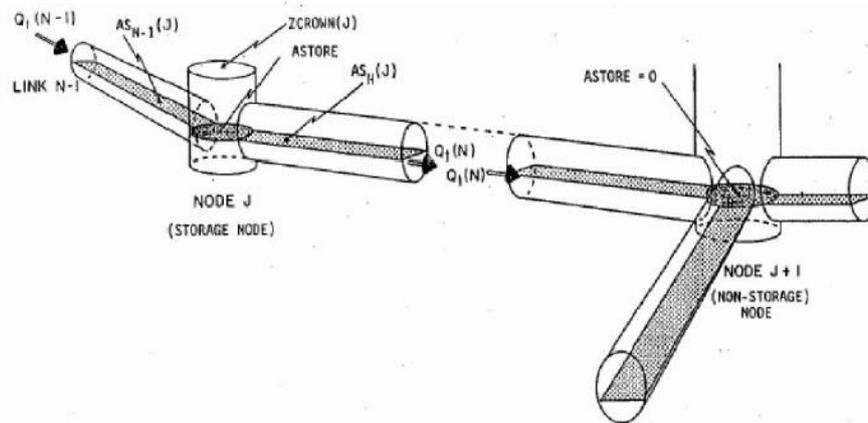


Figura 13. Visualización de la unión nodo-conducto de una red de drenaje urbano. (Aventín Ferrer, 2007)

4.4 Elementos de la modelización.

Los elementos indispensables para construir un modelo de simulación dependen del tipo de comportamiento y se dividen en hidráulicos e hidrológicos los que a medida de lo posible serán explicados brevemente a continuación.

4.4.1 Elementos del Modelo Hidráulico.

4.4.1.1 Nodos de Conexión.

Los nodos de conexión son elementos físicos que representan a los pozos de registro en el modelo matemático de simulación. Estos elementos tienen la función de unir dos o más elementos de conexión como ser tuberías, cámaras de registro o canales superficiales naturales.

Tienen la característica de permitir el ingreso de aportes externos de caudal y si llegase a ocurrir un exceso de agua en este elemento este se puede perder completamente del sistema o estancarse por la parte superior traduciéndose en un flujo parcialmente presurizado mientras las conducciones conectadas se encuentren en carga. Los datos que se deben introducir en este objeto son su cota fondo y su altura hasta la superficie del terreno. (Menéndez & Re, 2009)



Figura 14. Nodos de conexión. (ITA, 2012)

4.4.1.2 Nodos de Descarga.

Los nodos de descarga corresponden a los nodos terminales de la red, donde se definen las condiciones de contorno aguas abajo cuando se utiliza el método de la Onda Dinámica para propagar el flujo de la red. Las condiciones de contorno pueden ser el calado crítico o calado normal del conducto que conecta con el nudo de descarga, elevación fija de la lámina de agua en el nodo o los hidrogramas en los puntos finales de la red. Estos elementos tienen la característica de estar conectados con un solo conducto. Los datos que se deben introducir en este objeto son la cota de fondo y el tipo de condición de contorno. (Gómez, 2007)

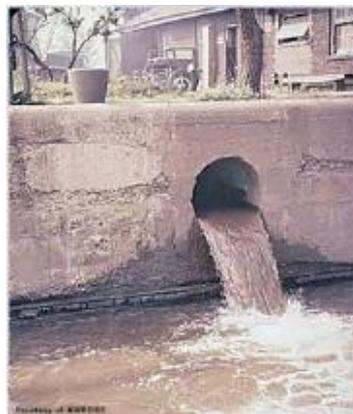


Figura 15. Nodos de descarga. (ITA, 2012)

4.4.1.3 Elementos de Almacenamiento.

Es un nodo que tiene capacidad de almacenamiento de volumen de agua. Estos elementos son los indicados para representar depósitos de retención de cualquier tamaño o configuración (con o sin derivación). La relación volumétrica de almacenamiento de este nodo puede encontrarse por medio del área superficial de la lámina de agua versus el calado en el depósito. (Gómez, 2007)

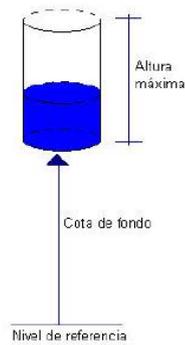


Figura 16. Elemento de almacenamiento. (Gómez, 2007)

4.4.1.4 Conductos.

Son elementos de la red de drenaje que representan las tuberías o canales y tienen como función principal el transporte del flujo desde un nodo a otro. SWMM permite seleccionar y definir el tipo de sección transversal de los conductos según sea el objeto de estudio, dentro de los cuales hay 21 variedades de geometrías. Las propiedades de los conductos que son necesarios ingresar al modelo son la máxima profundidad, la longitud y el tipo de rugosidad del material (coeficiente de manning).

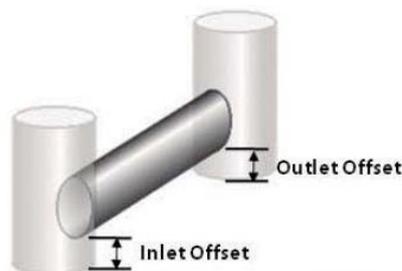


Figura 17. Conductos. (ITA, 2012)

4.4.1.5 Reguladores de Caudal.

Son elementos hidráulicos o estructuras hidráulicas especiales que tienen como objetivo controlar el flujo, derivar flujo o para prevenir entradas en carga no aceptables en la red de drenaje. Este elemento se representa en SWMM con un objeto que conecta uno entre otro y está ubicado en el nodo aguas arriba. (Gómez, 2007)

- **Orificios:** Este tipo de estructuras es una abertura en los muros o en la base de los pozos o depósitos de almacenamiento, cuyo objetivo es restringir el flujo. SWMM representa este objeto de forma circular o rectangular y está ubicado en el fondo o al costado del pozo.

Para el cálculo del orificio cuando está totalmente sumergido SWMM utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * g * h}$$

Ecuación 10. Cálculo de orificio. (ITA, 2012)

Donde Q es el caudal que desagua por el orificio, C_d es el coeficiente de descarga del orificio, A es el área del orificio, g es la gravedad y h es la altura del desagüe y este depende si el desagüe es libre o anegado.

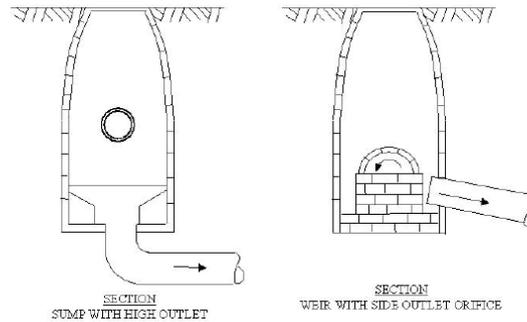


Figura 18. Tipos de orificios. (Gómez, 2007)

- **Vertederos:** Es el elemento que corresponde a una abertura no restringida en el sentido vertical y está orientada transversalmente o paralelamente al flujo con la función de servir como una estructura de medición de caudal.

SWMM proporciona cuatro tipos de vertederos:

Tipo de vertedero	Forma de la sección transversal	Ecuación
Transversal	Rectangular	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2}$
Lateral	Rectangular	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2}$
Hendidura en V	Triangular	$Q = C_w \cdot S \cdot h^{3/2}$
Trapezoidal	Trapezoidal	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2} + C_{ws} \cdot S \cdot h^{3/2}$

Figura 19. Tipos de vertedero. (Gómez, 2007)

Donde Q es el caudal que descarga el vertedero, C_w es el coeficiente de descarga del vertedero, L es la longitud del vertedero y h es la carga a través del vertedero, S es la pendiente de los costados de la hendidura y C_{ws} es el coeficiente de descarga a través de los costados del vertedero trapezoidal.

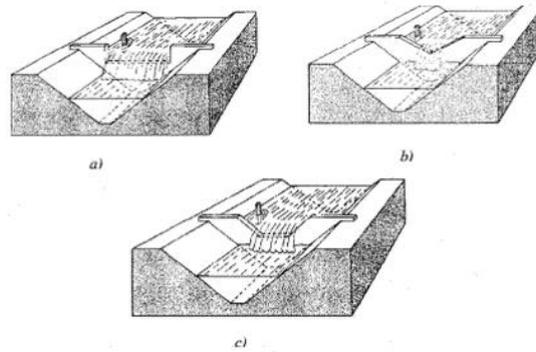


Figura 20. Vertedero: a) Rectangular, b) Triangular, c) Trapezoidal. (Salas & Urrestarazu, 2008).

4.4.1.6 Generación de los elementos hidráulicos en el modelo SWMM 5.0

Para obtener el modelo georreferenciado de la red de alcantarillado de la ciudad de Peña Blanca, se optó por utilizar el programa de Sistema de Información Geográfica (ArcMap 10.3) Las coordenadas correspondientes de la zona de estudio son “WGS 1984 UTM Zona 16N, señalando que todo el proyecto ha sido realizado bajo estas coordenadas. Teniendo los datos de los pozos con sus respectivos parámetros de coordenadas, cota fondo y altura y los datos de las tuberías con sus respectivos parámetros de nodo de entrada, nodo de salida, longitud, diámetro y coeficiente de rugosidad de manning se dispuso a trasladarlos al archivo INP de SWMM 5.0 para tener ingresado el modelo.

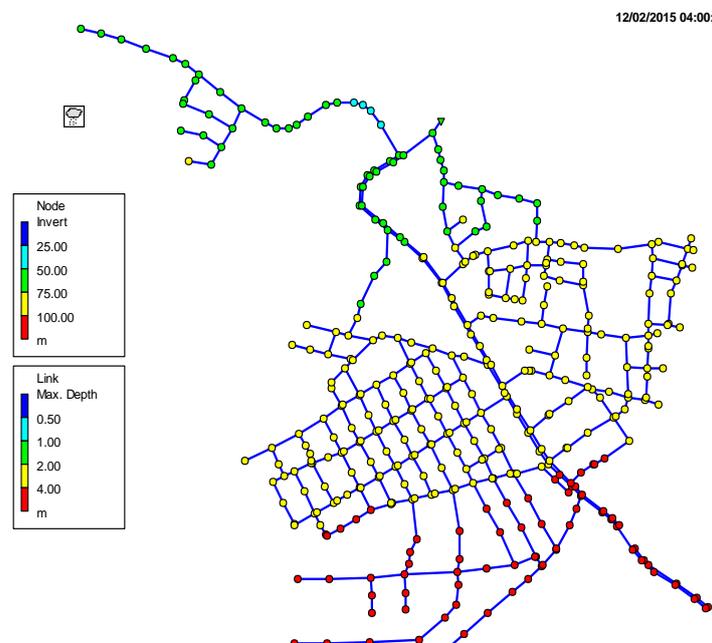


Figura 21. Primera proyección de la Red de Saneamiento de Peña Blanca, Cortés. (SWMM 5.0)

4.4.2 Elementos del Modelo Hidrológico.

4.4.2.1 Precipitación.

La precipitación es un fenómeno del ciclo hidrológico que representa la caída y llegada al suelo de gotas de agua o nieve que se encontraban en las nubes. Existen diferentes tipos de precipitaciones como la lluvia, llovizna, nieve, granizo y pedrisco. (MRHH, 2000)

SWMM permite simular los tipos de precipitaciones de lluvia y nieve a través de un pluviómetro. Para el caso de la red de saneamiento de Peña Blanca se utilizará la lluvia de corta duración proporcionada por la estación pluviométrica “El Jaral” representada por una serie temporal de datos que será mostrada en el apartado de *4.5.2.9 Tormenta de Diseño*.

La precipitación es un elemento importante en el análisis del modelo hidrológico, ya representa la escorrentía superficial que cae sobre el área de drenaje en este caso las subcuencas en un determinado tiempo de duración.

4.4.2.2 Subcuenca.

Una subcuenca es la representación gráfica de una porción del terreno total de una cuenca urbana sobre la cual cae la precipitación en forma de lluvia que luego se convierte en escorrentía superficial, cuya topografía y los elementos que conforma la red conduce el agua hacia un único punto de descarga llamado pozo.

La cuenca urbana de Peña Blanca ha sido discretizada en varias subcuencas, cada una posee un identificativo que está relacionado con un pozo en particular, esto se ha realizado en el programa ArcMap 10.3 para luego ser traspasado al archivo INP del SWMM 5.0 que contiene toda la información del área de estudio.

4.5 Parámetros de la modelización.

El modelo de simulación contiene una cierta cantidad de variables y parámetros los cuales son los elementos esenciales para su elaboración. Una variable es una cantidad física como lo es la descarga, el estado de la red, el área de flujo, la profundidad del flujo, la velocidad media, entre otros. Y un parámetro es una cantidad que controla el comportamiento de las variables.

Es por esto que el modelo de simulación se ha dividido en dos partes; parámetros para el modelo hidráulico y parámetros para el modelo hidrológico con el fin de observar la funcionalidad de cada parámetro en el modelo correspondiente.

4.5.1 Parámetros del Modelo Hidráulico.

4.5.1.1 Rugosidad de los conductos.

La rugosidad es un parámetro muy importante para el cálculo hidráulico del modelo de simulación el cual se realiza en base a la fórmula de Manning para el flujo de canales abiertos. El tipo de tubería predeterminada para el sistema de alcantarillado sanitario es de Cloruro de Polivinilo (PVC) correspondiente a un coeficiente de rugosidad “n” de 0.010.

4.5.1.2 Asignación de aportaciones externas de aguas residuales al sistema de drenaje urbano.

Las aportaciones de aguas residuales son el producto de las descargas que se generan por los diferentes usos de suelos que existen en la zona, tal es el caso para las áreas residenciales, agrícolas, verdes, forestales y vial pavimentado y no pavimentado.

Conocidos los aportes según los diferentes usos de suelo, se procede a introducirlos a SWMM 5.0 como aportes de caudales en tiempo seco, es decir, flujos continuos de caudal al sistema de alcantarillado. SWMM tiene la opción de introducir dichos caudales de forma horaria, diaria y mensual específicamente sin la presencia de la precipitación. (Tabora Maldonado, 2013)

La representación de estos aportes suelen ser por medio de caudales de entrada a los nudos o pozos mediante la implementación de patrones (Curvas de Modulación) que multiplican el valor introducido como referencia. (GMMF, 2009)

4.5.1.2.1 Método de cálculo para el caudal residual de diseño.

Para poder obtener el valor del caudal de diseño es necesario la obtención de los datos de la densidad poblacional hasta la actualidad de la ciudad de Peña Blanca. A partir de estos datos es posible calcular la población futura optando la utilización de un método estadístico establecido por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados de Honduras (SANAA), la cual relaciona la población actual, la tasa de crecimiento poblacional y el periodo de retorno.

$$P_f = P_o(1 + r)^t$$

Ecuación 11. Población futura.

Donde P_f es la población futura, P_o es la población actual, r es la tasa de crecimiento anual y t es el periodo de retorno.

En los últimos 14 años hasta la fecha se han realizado varias proyecciones de población a la ciudad de Peña Blanca, las cuales han sido proporcionados por el Instituto Nacional de Estadísticas de Honduras (INE) comenzando desde el año 2001 como se muestra en la siguiente tabla. Para realizar la proyección futura de la población según el periodo de diseño de 20 años se ha utilizado una tasa de crecimiento anual del 2%. (INE, 2013)

Proyección de la población urbana de Peña Blanca	
Tasa de Crecimiento Anual = 2 %	
Año	Proyección de Habitantes
2001	3740
2008	5379
2010	8280
2015	10800
2035	16624

Tabla 8. Proyección de la población urbana. (Elaboración propia)

Seguidamente se procede a determinar la densidad poblacional según el tipo de uso de suelo utilizando la siguiente ecuación:

$$D_p = \frac{P_f}{A}$$

Ecuación 12. Densidad Poblacional.

Donde D_p es la densidad poblacional, P_f es la población futura y A es el área por cada uso de suelo.

	Población Proyectada 2015 (hab)	Área (ha)	Densidad Poblacional (hab)
Uso de Suelo Residencial	10800	80.40	134
Uso de Suelo Agrícola	10800	10.33	1046
Uso de Suelo Forestal y Verde	10800	31.67	341

Tabla 9. Cálculo de Densidad Poblacional según usos de suelo. (Elaboración propia)

El Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA) ha establecido un valor para la dotación media de 180 litros por persona por día y un coeficiente de retorno de 0.80. El valor de las áreas drenantes a cada pozo según el tipo de uso de suelo y los parámetros antes mencionados son indispensables para poder realizar el cálculo del caudal residual en tiempo seco y para determinarlo se hace uso de la siguiente ecuación:

$$Q_r = D_m * D_p * A * C_r$$

Ecuación 13. Caudal residual.

Donde Q_r es el caudal residual en l/s, D_m es la dotación media en litros por persona por día, D_p es la densidad poblacional en Hab/Ha, A es el área de cada subcuenca que drena a cada pozo en Ha y C_r es el coeficiente de retorno.

Tras haber obtenido el caudal residual correspondiente a cada pozo del sistema de alcantarillado, es necesario introducir al modelo los coeficientes correspondientes a la **curva de modulación**.

Estos coeficientes se basan en la teoría de que los caudales de aguas residuales siguen una variación diaria y se relacionan de forma directa con el consumo de agua de abastecimiento producto de la actividad de la población del lugar. Esta agua de abastecimiento difiere en gran medida al consumo debido al tipo de desarrollo económico y social que se da en cualquier tipo de área urbana.

Esta variación se representa a cualquier hora del día. Por ejemplo en la noche y en las primeras horas del día el consumo de agua es mínimo y por lo tanto los caudales de aguas residuales también. En consecuencia a lo referido anteriormente, la variación pico se observará cuando el agua llega a la estación depuradora, aproximadamente a media mañana y la segunda punta suele tener lugar a últimas horas de la tarde entre las 19 y 21 horas. (por el Agua, 2008)

En los tramos finales de la red de saneamiento se podrá observar de manera general el aumento de caudal de aguas residuales debido al continuo paso del tiempo durante el día. Los datos de caudales residuales han sido tomados del Manual de Depuración de Aguas Residuales Urbanas establecidas para las ciudades de Centroamérica, ya que para la ciudad de Peña Blanca no se obtuvo una curva de modulación propia. Estos valores han sido estimados a través de una curva de evoluciones diarias, las cuales se han adaptado para la ciudad de Peña Blanca como se muestra de la siguiente manera.

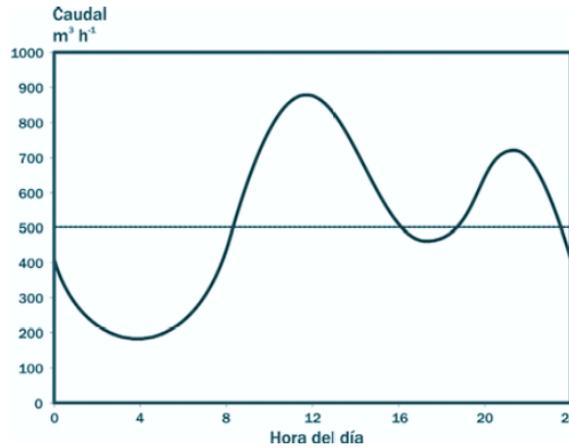


Figura 22. Evolución diaria de los caudales de aguas residuales para las ciudades de Centro América. (por el Agua, 2008)

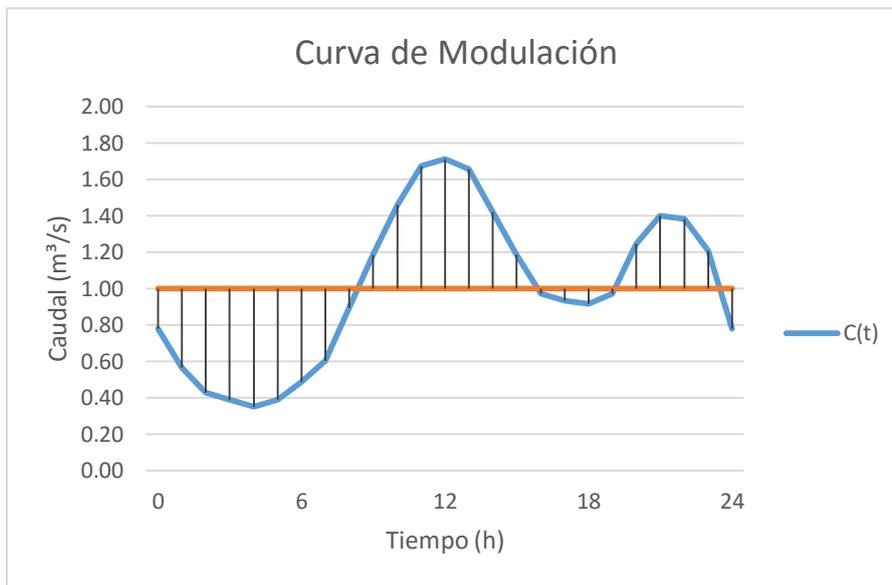


Figura 23. Curva de modulación adaptada a la ciudad de Peña Blanca, Honduras. (Elaboración propia)

4.5.2 Parámetros del Modelo Hidrológico.

A partir de los elementos pozos y conductos se dispuso a discretizar la cuenca en varias subcuencas por el método de las mediatrices o polígonos de Thiessen utilizando el software de Sistemas de Información Geográfica (ArcMap 10.3). Este método se basa en la identificación del área de influencia que tiene cada pozo, formando una serie de triángulos entre cada pozo uniéndolos entre sí sin que estos lleguen a cortarse y tratando que cada triángulo sea lo más equilátero posible, esto se logra creando mediatrices perpendiculares a todos los lados de los triángulos, las que al unirse en un punto en común de cada triángulo van formando una serie de polígonos que delimitan el área de influencia de cada pozo.

Cada subcuenca tiene el identificativo de SUB- este procedimiento de colocación de códigos identificativos a cada elemento se ha realizado mediante la utilización del archivo de extensión INP de SWMM 5.0 y el uso de una Hoja en Excel, lo que facilita realizar los cambios que sean necesarios al modelo en tiempos muy reducidos.

4.5.2.1 Áreas drenantes.

Este parámetro se refiere al área total de cada subcuenca y es medida por medio de un mapa topográfico de la zona que se está modelando con los límites de las subcuencas superpuestas. Su cálculo ha sido realizado utilizando el software de información geográfica (ArcMap 10.3) a través del mapa de polígonos de Thiessen como se muestra en la figura siguiente.

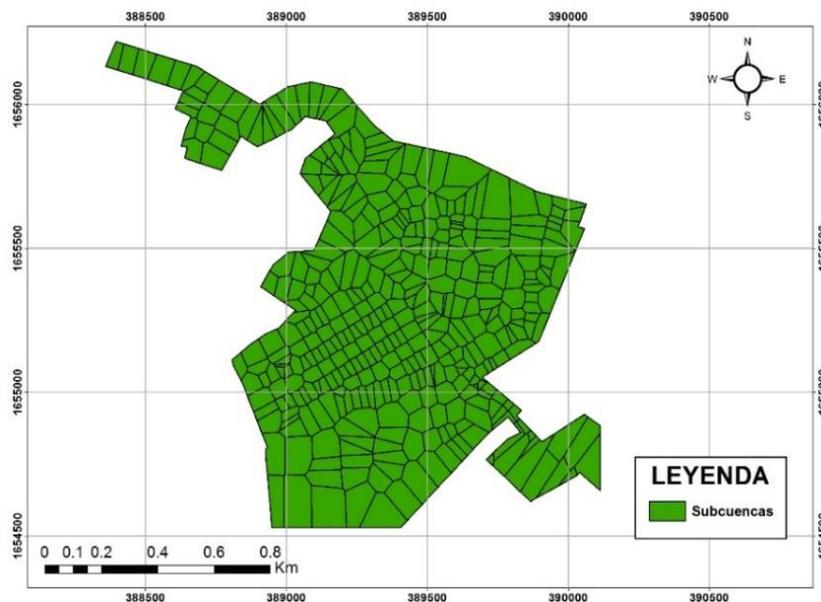


Figura 24. Subcuencas. (Elaboración propia)

4.5.2.2 Usos de Suelos.

El uso de los suelos de la Ciudad de Peña Blanca ha sido distribuido de la siguiente manera:

- Vial Asfaltado
- Vial No Asfaltado
- Residencial Media
- Áreas Verdes
- Área Agricultura
- Área Forestal

El cálculo de las pérdidas de infiltración relacionadas con el uso de suelos de la ciudad de Peña Blanca ha sido realizado por el método del Número de Curva.

Este método ha sido desarrollado en el año de 1975 por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS), el cual utiliza un solo parámetro que combina la capacidad hidrológica de los suelos y la cobertura vegetal para generar un número complejo (CN-Complex Number) aplicado al cálculo de caudal (infiltración) que utiliza el hidrograma unitario.

La ecuación de la escorrentía presentada por el SCS es la siguiente:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

Ecuación 14. Cálculo de volumen de escorrentía.

Donde Q es la escorrentía en mm, P es la precipitación en mm, S es la máxima retención potencial después de que comienza la escorrentía expresada en mm e I_a que son las abstracciones iniciales expresadas en mm. (Agriculture, Service, & Division, 1986)

Las abstracciones iniciales son todas las pérdidas que se producen antes de que comience la escorrentía superficial. Dentro de estas pérdidas están incluidas todas las retenciones de agua presentes en el almacenamiento en depresión, el agua interceptada por la vegetación, la evaporación y la infiltración. Estas abstracciones iniciales son muy variables pero son generalmente correlacionadas con el suelo y parámetros de la vegetación. Estas abstracciones iniciales están aproximadas por una ecuación empírica:

$$I_a = 0.2 * S$$

Ecuación 15. Cálculo de abstracciones iniciales.

Sustituyendo I_a por la ecuación anterior se obtiene una combinación de S y P para calcular la cantidad total de la escorrentía superficial:

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

Ecuación 16. Simplificación para el cálculo de volumen de escorrentía.

S está relacionado con las condiciones del suelo y vegetación que posee la cuenca urbana a través del número de curva (CN). El número de curva (CN) está dentro del rango de 0 a 100, con lo cual S (retención máxima) está relacionado por el CN de la siguiente manera expresada en milímetros:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Ecuación 17. Retención máxima del suelo.

El rango de valores del CN se refiere a que los valores cercanos a 1 poseen combinaciones de vegetación y suelo con buena capacidad hidrológica y un bajo valor de escorrentía y los valores cercanos a 100 a aquellas superficies consideradas impermeables.

En un modelo hidrológico de cuencas urbanas, las áreas de cada subcuenca pueden contener fracciones o subáreas que pueden ser permeables e impermeables, según la cobertura dominante en el suelo. (Sánchez & Martínez González, 2013) Para el modelo de Peña Blanca las zonas impermeables son el vial asfaltado, vial no asfaltado, y residencial media y las zonas permeables son las áreas verdes, áreas de agricultura y áreas forestales.

Para la clasificación hidrológica de los suelos de Honduras se ha optado por utilizar las categorías que propone el SCS, las cuales las divide en tipo A, B, C y D. Los suelos de la categoría tipo A son considerados con bajo potencial de escorrentía, los suelos de categoría tipo B son moderadamente bajo potencial de escorrentía, los suelos tipo C moderadamente potencial de escorrentía y los suelos tipo D con alto potencial de escorrentía.

Los números de curva para cada uso de suelo han sido determinados por medio de la tabla del “Manual de Referencias Hidrológicas de Honduras Volumen 3”. Debido a que cada subcuenca posee varios tipos de usos de suelo, se ha realizado una ponderación de cada una de las áreas permeables e impermeables presentes en cada subcuenca para poder obtener el CN correspondiente para cada subcuenca. Ya obtenido este parámetro para cada subcuenca han sido trasladados al archivo de extensión INP de SWMM 5.0 por medio del uso de una Hoja de Excel. (MRHH, 2000)

Tipo de Uso de Suelo	Número de Curva (CN)
Vial Asfaltado	98
Vial No Asfaltado	85
Residencia Media	81
Áreas Verdes	39
Áreas Agricultura	62
Áreas Forestal	25

Tabla 10. Números de Curva según usos de suelo. (MRHH, 2000)

Como se observa en la Figura 25, cada tipo de suelo esta diferenciado por un color, lo que facilita la identificación de cada uno.

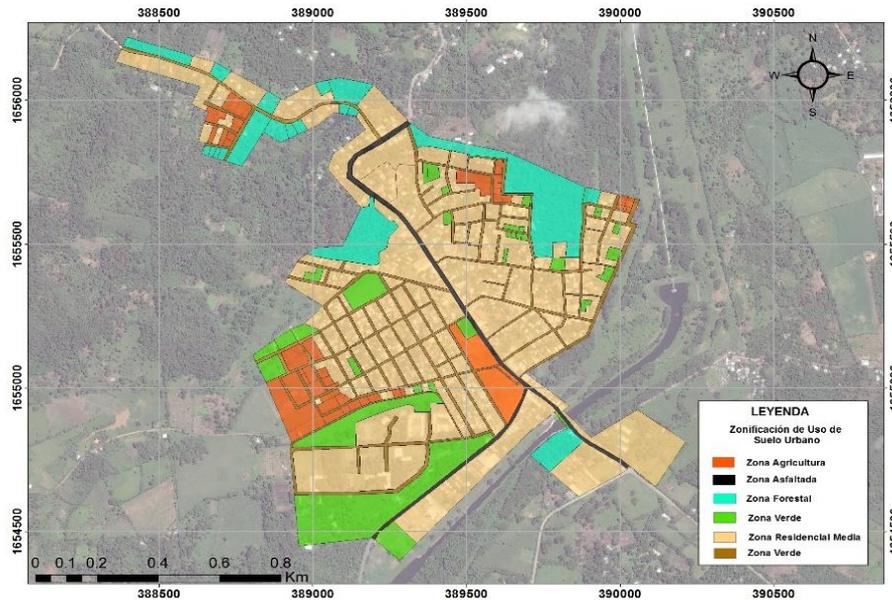


Figura 25. Mapa zonificación de usos de suelo. (Elaboración propia)

4.5.2.3 Coeficiente de manning “n” según usos del suelo.

El coeficiente de rugosidad de manning “n” es un parámetro comúnmente usado para representar la rugosidad de las superficies de modelos hidrológicos basados en el uso de suelos permeables e impermeables. (Kalyanapu, Burian, & Mc.Pheron, 2009)

El coeficiente “n” de manning también está relacionado indirectamente con la resistencia a la fricción de la superficie, forma de la superficie y la resistencia de onda del flujo no permanente. Estos coeficientes fueron determinados a partir de valores tabulados proporcionados por ASCE, (1992), Desing & Consturction of Urban Stormwater Management Systems, New York, NY y trasladados al archivo de conexión INP de SWMM 5.0.

Tipo de Uso de Suelo	Coeficiente de rugosidad de manning “n”
Vial Asfaltado	0.015
Vial No Asfaltado	0.035
Residencia Media	0.15
Áreas Verdes	0.40
Áreas Agricultura	0.012
Áreas Forestal	0.40

Tabla 11. Coeficientes de rugosidad “n” según usos de suelo.

A continuación se presenta un mapa de distribución de suelos en áreas permeables e impermeables:

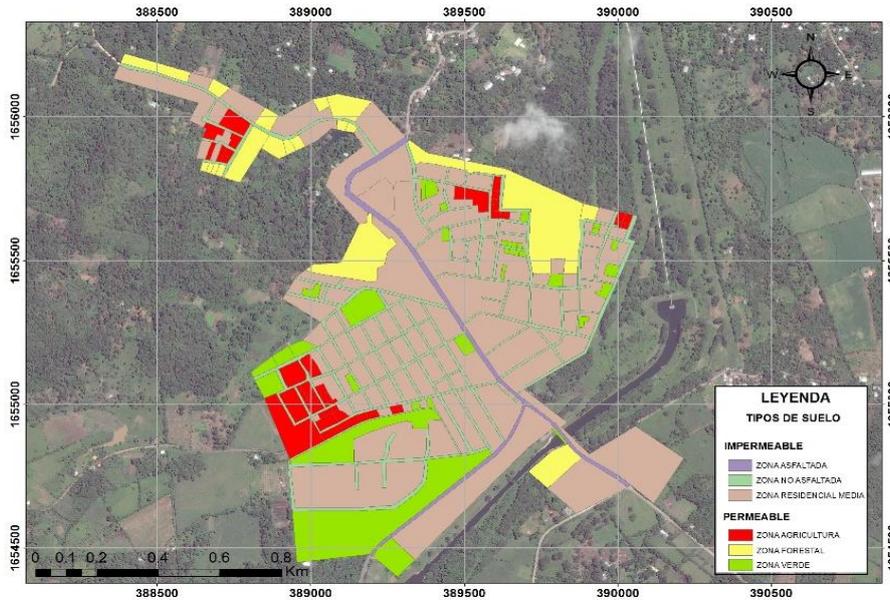


Figura 26. Mapa tipos de suelos impermeable y permeable. (Elaboración propia)

4.5.2.4 Ancho Característico del flujo en superficie.

Este parámetro corresponde a la longitud de máximo recorrido que tiene cada subcuenca y es indispensable para el proceso de calibración de la escorrentía de las subcuencas. Para la obtención de este parámetro es necesaria la información de las áreas de las subcuencas. Debido a la complejidad de los distintos tipos de formas geométricas de los polígonos de las subcuencas que posee el modelo de Peña Blanca, se idealiza a cada una como un rectángulo en metros cuadrados, optándose por utilizar la siguiente ecuación:

$$Width = \sqrt{Area}$$

Ecuación 18. Ancho característico de cuenca.

Esta aproximación se utilizó para facilitar el cálculo de dicho parámetro y así evitar el incremento de tiempo y dificultad de creación del modelo.

4.5.2.5 Pendiente media de subcuencas drenantes.

Este parámetro representa el valor medio en porcentaje de la pendiente del terreno de cada subcuenca. A partir del archivo CAD de las curvas de nivel del área actual de estudio se han trasladado dichas curvas de nivel al software de Sistemas de Información Geográfica (ArcMap 10.3) para poder crear un modelo digital del terreno (MDT) utilizando redes irregulares de triángulos conocidos como un modelo TIN (Triangular Irregular Network), donde cada nodo almacena las coordenadas de posición (X e Y) y además se introduce el valor de la elevación (Z).

La estructura TIN, es un modelo de representación tridimensional, que permite la adaptación del tamaño de los triángulos en función de la orografía, con el fin de reducir el volumen de información referente a las áreas llanas, aumentando la resolución cuando la superficie se vuelve más accidentada. (Vila & Varga)

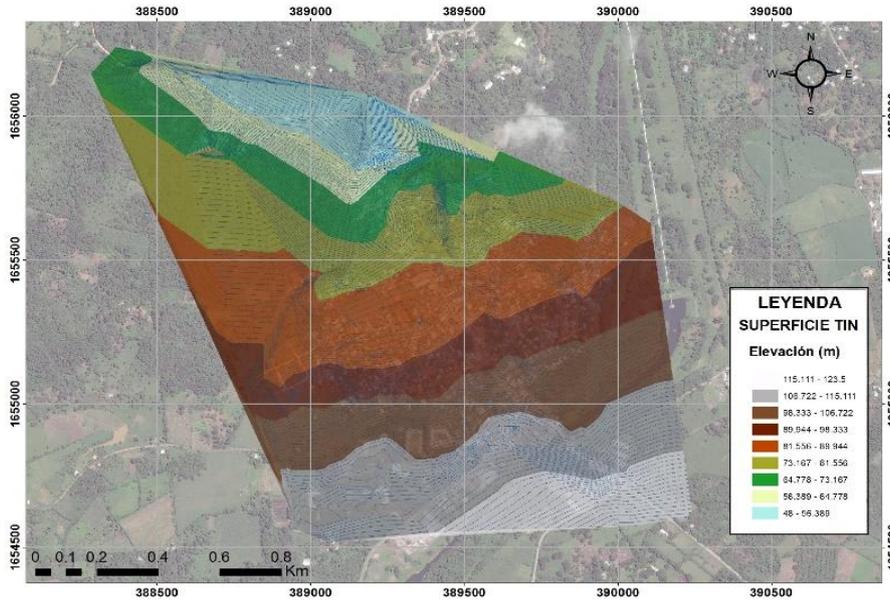


Figura 27. Mapa se superficie TIN para la situación inicial. (Elaboración propia)

El terreno posee elevaciones máximas de 123.5 metros en las zonas aguas arriba de la cuenca y elevaciones mínimas de 48 metros en las zonas aguas abajo. A partir del modelo TIN se procede a convertirlo en un modelo en formato ráster.

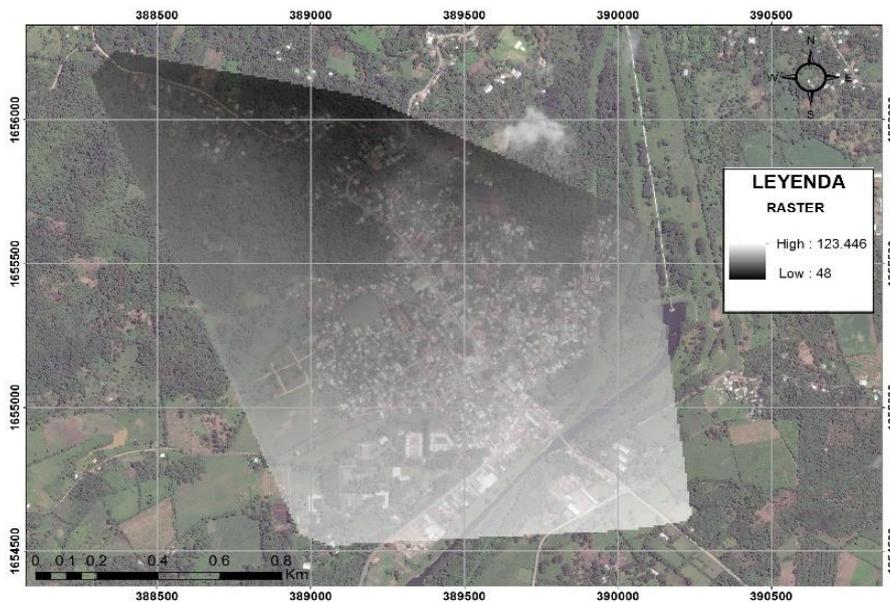


Figura 28. Mapa Ráster para la situación inicial. (Elaboración propia)

Los datos de las pendientes se extraen a partir de la comparación entre la altitud de cada celda del modelo ráster, con lo que se obtiene el grado de inclinación, expresada en porcentaje. Estos valores varían entre 4.5 a 24 %, teniendo las mayores pendientes en la parte final del desagüe de la cuenca.

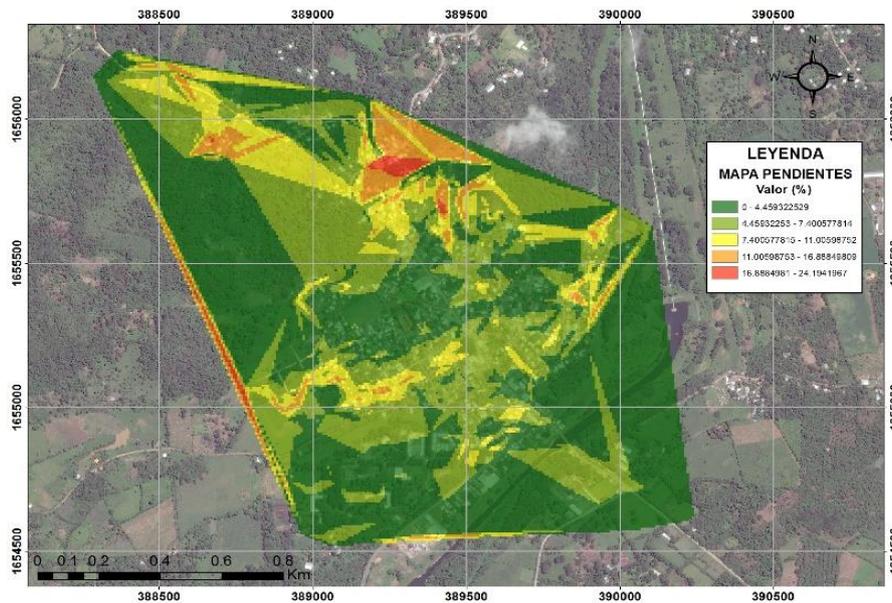


Figura 29. Mapa de pendientes para la situación inicial. (Elaboración propia)

4.5.2.6 Porcentaje de Impermeabilidad.

Este parámetro corresponde al porcentaje de cada subcuenca del área impermeable como lo son los tejados de las casas y edificios y las zonas pavimentadas las cuales no permiten la infiltración hacia el subsuelo. Este valor ha sido calculado realizando la ponderación de dichas áreas con respecto al área total de cada subcuenca y se trasladaron por medio de una hoja EXCEL al archivo de conexión INP SWMM 5.0.

En general, en subcuencas donde solo existan áreas impermeables se ha considerado un 95% de total y el 5% restante para el área permeable.

4.5.2.7 Almacenamiento en depresión.

Al igual que para el cálculo del parámetro del número de curva (CN), es necesario tener en cuenta los tipos de usos de suelos identificados en áreas permeables e impermeables con el objetivo de asignarle el valor tipo de almacenamiento en depresión (referidas a las pérdidas de precipitación) a cada una de las subcuencas.

Estos valores han sido tomados por ASCE, (1992), *Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems*, New York, NY y trasladados al archivo de conexión INP de SWMM 5.0.

Tipo de Uso de Suelo	Almacenamiento en Depresión (mm)
Superficies Impermeables	1.25 - 2.5
Céspedes	2.5 - 5.0
Pasto	5.00
Bosque	7.00

Tabla 12. Coeficientes de almacenamiento en depresión según usos de suelo.

4.5.2.8 Área impermeable sin pérdidas por almacenamiento.

Este parámetro se refiere al porcentaje de la zona impermeable que no tiene pérdida de lluvia por almacenamiento, es decir, es aquella área impermeable cuyas abstracciones iniciales se consideran despreciables frente a las demás zonas impermeables de la zona. (ITA, 2012)

Se ha estimado un valor de "0" para este parámetro, debido a que anteriormente se han considerado las pérdidas con el porcentaje de impermeabilidad.

4.5.2.9 Tormenta de diseño.

Una tormenta de diseño se define como un patrón de precipitación necesario para realizar el diseño de un modelo hidrológico, el cual se considera como la entrada de agua lluvia al sistema, adoptando los procedimientos de cálculo de lluvia-escorrentía para el cálculo de los caudales que pasan por los conductos y así determinar la capacidad de la red para soportar dicha cantidad de agua. (Cruz G., 1999)

Para poder realizar la simulación de una red de drenaje con tormentas de diseño es necesario tener un registro histórico pluviométrico de la precipitación diaria máxima anual de la zona de estudio, la cual ha sido extraída del Manual de Referencias Hidrológicas para el Diseño de Obras de Drenaje en Honduras. Este manual presenta una serie de curvas de intensidad-duración-frecuencia las cuales sirven para generar precipitaciones de corta duración de todas las estaciones pluviográficas del país.

Como se describió en el capítulo 2 en el apartado 3.2.2 de Datos Pluviométricos, a la ciudad de Peña Blanca le corresponde la estación pluviométrica "EL JARAL", la cual posee su propia curva de intensidad-duración-frecuencia para diferentes periodos de retorno de 2, 5, 10, 20 y 25 años.

La tormenta de diseño utilizada para para realizar el modelo de simulación de la red de alcantarillado de Peña Blanca será prevista con un periodo de retorno de 20 años de 2 horas de duración y distribuida cada 10 minutos.

Dicha lluvia se obtendrá utilizando el método de bloques alternos a partir del periodo de retorno y de la curva de intensidad-duración-frecuencia dando como resultado un hietograma de diseño, el cual especifica la altura de lluvia que ocurre en varios intervalos de tiempo. Los incrementos o bloques del hietograma se registran en una secuencia de tiempo, observándose que la mayor intensidad de lluvia ocurre en el centro de la duración total de la tormenta a los 60 minutos con un valor de 167.89 mm/h como se muestra en la siguiente figura.

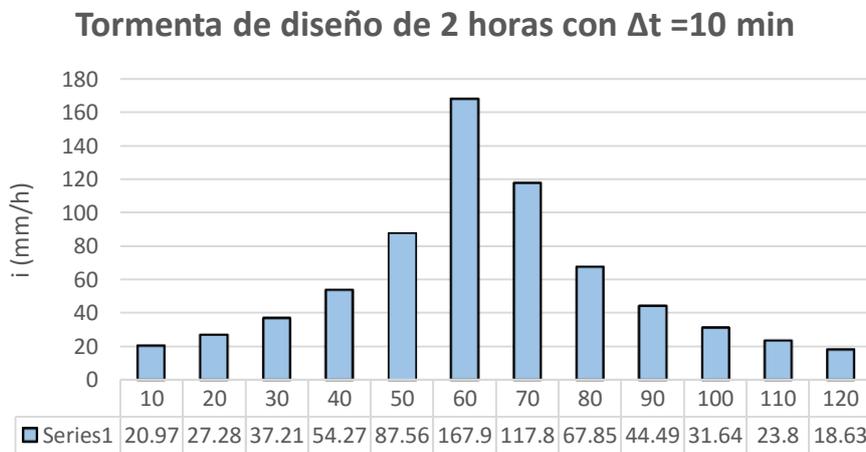


Figura 30. Tormenta de diseño para un periodo de retorno de 20 años. (Elaboración propia)

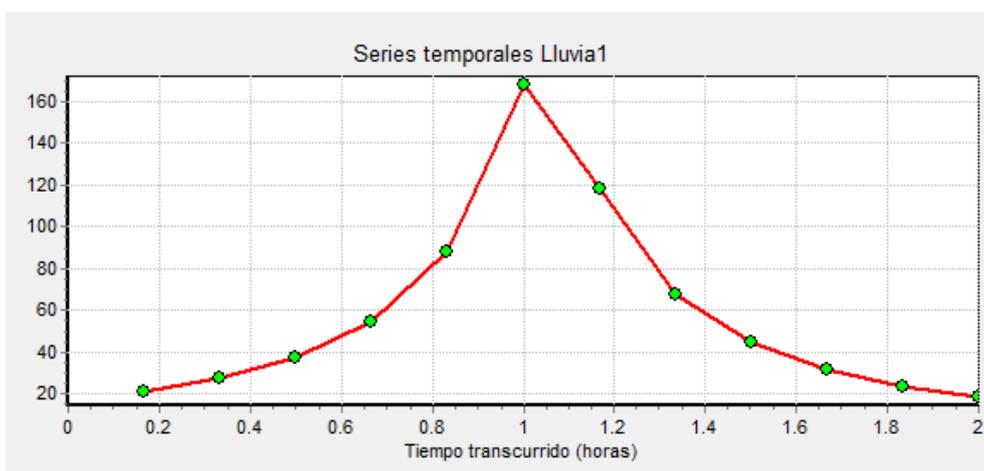


Figura 31. Tormenta de 20 años de periodo de retorno. (SWMM 5.1)

4.6 Bibliografía.

- Agriculture, U. S., Service, N. R., & Division, C. E. (1986). *Urban Hydrology for Small Watershed; TR-55*.
- Aventín Ferrer, A. (2007). Estudio de la vulnerabilidad de una red de drenaje mediante el método de Monte Carlo.
- Cruz G., M. (Septiembre de 1999). DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO. Ciudad de La Habana, Cuba.
- Domingos d. S., D., Martínez G., Y., & Jiménez S., G. C. (2014). *Estimación de Caudales Máximos en una Cuenca Urbana de Luanda*. Luanda, Angola.
- GMMF. (2009). *SWMM MODELO DE GESTION DE AGUAS PLUVIALES 5.0 vE*.
- Gómez, V. M. (2007). Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante el código SWMM 5.0. Flumen. Universitat Politècnica de Catalunya. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental.
- Hidráulica, D. d. (s.f.). Procesamiento de los datos de precipitación. Recuperado el 16 de 01 de 2016, de ing.unne.edu.ar/pub/hidrologia/hidro-tp2.pdf
- INE, I. N. (22 de Marzo de 2013). El INE te cuenta: principales resultados del censo a nivel departamental y municipios. Honduras.
- ITA. (2012). *ANÁLISIS DE REDES DE ALCANTARILLADO MEDIANTE EL CÓDIGO SWMM*. Instituto Tecnológico del Agua, Universitat Politècnica de Valencia.
- Jopia, R. C. (2015). *Análisis de Cuencas Urbanas usando EPA SWMM 5.0*. Grupo de Investigación FLUMEN UPC.
- Kalyanapu, A. J., Burian, S. J., & McPherson, T. N. (2009). *Effect of land use-based surface*
- Martín, I. L. (s.f.). Estudio de la rugosidad real de conducciones en servicio para el transporte de agua (Agua y Ciudad).
- Menéndez, Á. N., & Re, M. (2009). Códigos Numéricos para la Hidráulica Urbana .
- MRHH. (2000). *Manual de Referencias Hidrológicas de Honduras*.
- Ponce, V. M. (1989). *Modelos Hidrológicos*. Prentice Hall. Recuperado el 01 de Diciembre de 2015
- por el Agua, A. (2008). *Manual de Depuración de Aguas Residuales Urbanas. Monográficos Agua en Centroamérica*. Ideasamares.

- Salas, A. F., & Urrestarazu, L. P. (2008). Obtenido de http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema%208.Riego%20por%20superficie/page_13.htm.
- Sánchez, L. A., & Martínez Gonzáles, Y. (2013). *Sensibilidad y Regionalización del Parámetro de Impermeabilidad en una Cuenca Urbana*.
- Tabora Maldonado, E. J. (2013). *Plan Director de Saneamiento de la Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán, Copán, Honduras, C.A.* Valencia.
- Vila, J., & Varga, D. (s.f.). CAPÍTULO 15 LOS SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA.

5. Diagnóstico de la primera proyección de la Red de Saneamiento.

5.1 Introducción

El presente capítulo tiene como objetivo el análisis de la primera proyección de la red de alcantarillado sanitario de la ciudad de Peña Blanca. La descarga de las aguas residuales y la escorrentía de las aguas lluvias no tienen tratamiento previo, por lo que dichas aguas circulan por los cauces naturales generando una gran cantidad de enfermedades a la población.

Es por estas razones que la problemática actual se evaluará mediante la creación de un modelo de simulación que represente la realidad actual del sistema, analizando de forma global la red para su previo diagnóstico.

5.2 Diagnóstico de la primera proyección de la red de saneamiento.

5.2.1 Características Específicas del Modelo de Simulación.

La primera proyección de la red de saneamiento de Peña Blanca está conformada por 391 pozos de registro y 395 tuberías. Hay dos grandes colectores principales que divide la ciudad, estos colectores se encargan de recoger todas las aguas de la red para luego transportarlas a una planta de tratamiento de aguas residuales que será construida posteriormente aguas abajo.

Asimismo dicho sistema posee 389 subcuencas de las cuales existen 3 puntos clave que funcionan como puntos recolectores de todas las aguas de la ciudad y que llegan a desaguar al tramo final de la red de saneamiento.

El sistema de drenaje ha sido diagnosticado por medio de dos simulaciones, una en tiempo seco y otra en periodo de lluvia y en ambas situaciones se ha simulado para una duración de 7 horas.

Para el primer diagnóstico de la red, se han ingresado los caudales residuales con su respectiva curva de modulación en cada pozo en la opción DRY-WEATHER. Se pretende alcanzar el objetivo de verificar si la red es lo suficientemente capaz de soportar dicha entrada de agua al sistema.

Seguidamente se diagnosticará la red en tiempo de lluvia, para verificar si la tiene la capacidad de soportar el agua residual y el agua lluvia a la misma vez sin que este entre en carga.

5.2.2 Resultados del modelo de red actual en tiempo seco.

El primer diagnóstico se realizó solo con la introducción de caudales de aguas residuales al sistema, es decir que se simuló la red solamente en tiempo seco, con lo que el resultado de esta simulación fue que la red es capaz de soportar dichos caudales, no teniendo ninguna tubería con entrada en carga y ningún pozo con inundaciones como se muestra en la figura 29.



Figura 32. Simulación en tiempo seco primera proyección red. (SWMM 5.1)

Se obtuvo un valor de caudal de 76.27 litros por segundo, siendo este valor el caudal pico para toda la cuenca de estudio como se muestra en el gráfico 1.

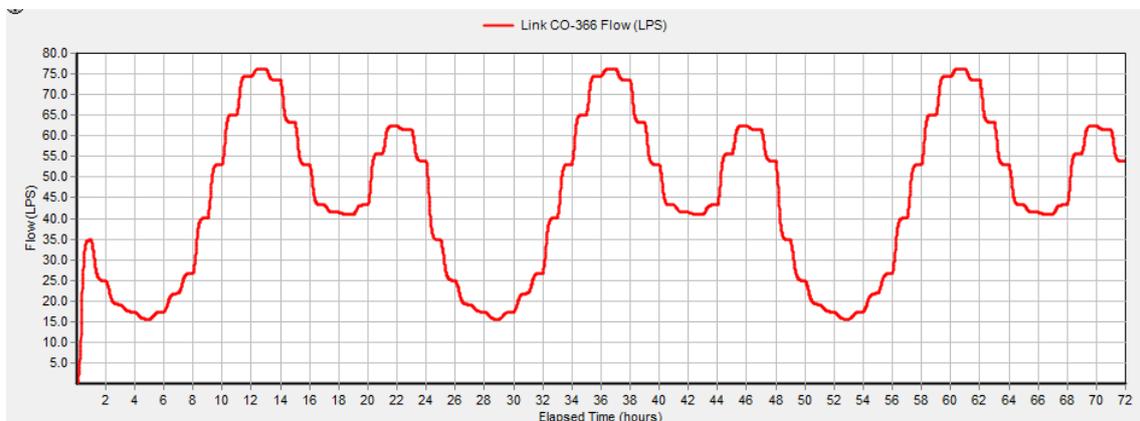


Gráfico 1. Hidrograma Cuenca Peña Blanca en tiempo seco. (SWMM 5.1)

El segundo diagnóstico se realizó introduciendo la tormenta de diseño y las aguas residuales simultáneamente y se observó que la red es deficiente e inestable en la mayoría de las

conducciones, ya que se producen entradas en carga en la mayoría de los pozos obteniendo como resultado un valor de 124 metros cúbicos que se escapa al exterior.

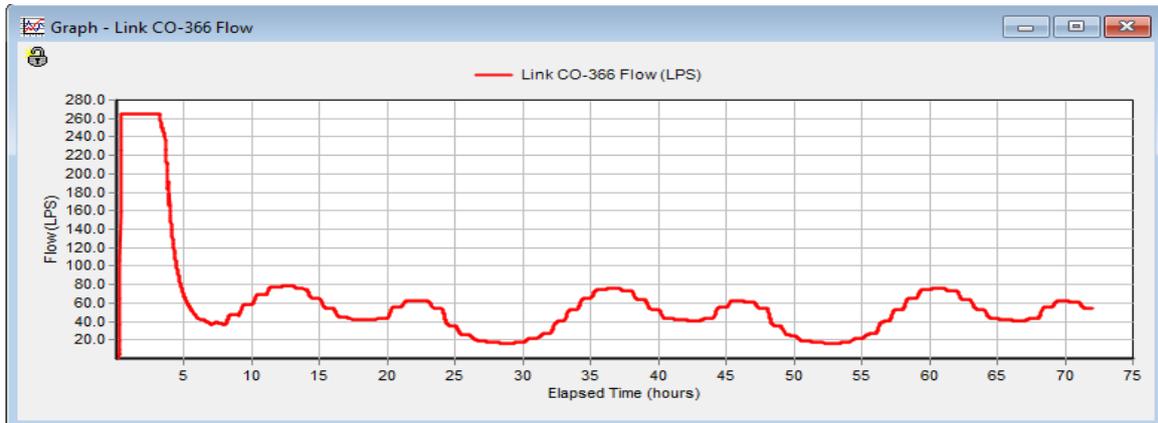


Gráfico 2. Hidrograma Cuenca Peña Blanca en tiempo de lluvia. (SWMM 5.1)

Se comprobó el estado de sobrecarga de las tuberías por medio de la relación del calado máximo de cada tubería entre su respectivo diámetro. Estos resultados se obtuvieron a partir de la simulación completa de la red, los cuales han sido recogidos del cuadro de resultados de SWMM 5.0 en el apartado de Link Flow, mostrando lo siguiente:

Sobrecarga en Tuberías		
Total Tuberías = 395 unidades		
Entrada en Carga	Cantidad de Tuberías (unidad)	Porcentaje (%)
Si	382	97
No	13	3
Total		100

Tabla 13. Porcentajes de unidades de tuberías que están en estado de sobrecarga. (Elaboración Propia)

Es importante mencionar que los resultados de la tabla anterior detallan la cantidad de tuberías que en cualquier momento de la simulación han entrado en carga, siendo el instante 01:11:00 el tiempo en el cual se produce la mayor sobrecarga de todo el sistema. En la figura 31 se muestra el instante antes mencionado donde las tuberías de color rojo representan el 97% del sistema en estado de sobrecarga con un valor de 1, y el 3% restante están en el rango de 0.50 en color verde y 0.75 en color amarillo como se muestra en la leyenda.



Figura 33. Mapa de simulación de capacidad de tuberías en la situación más crítica en el sistema de drenaje. (SWMM 5.1)

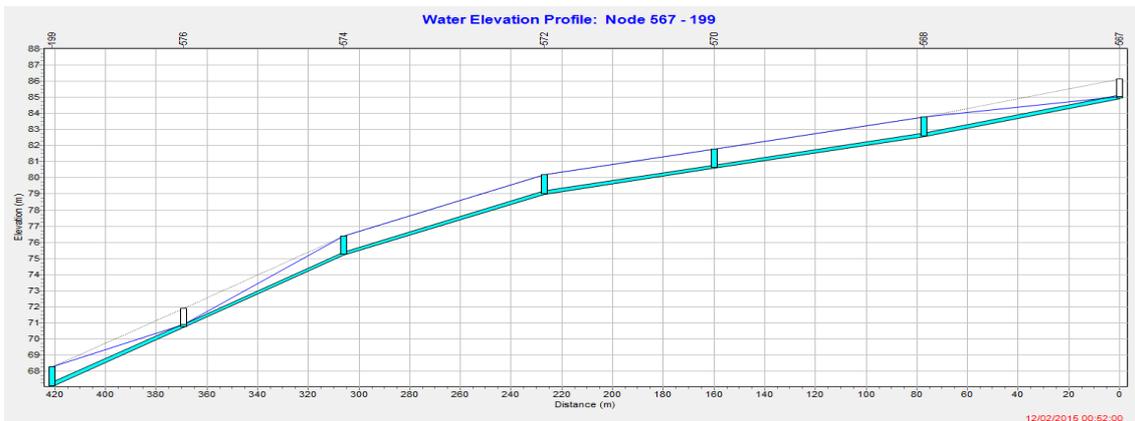


Gráfico 3. Perfil longitudinal de un tramo de colector principal con entrada en carga. (SWMM 5.1)

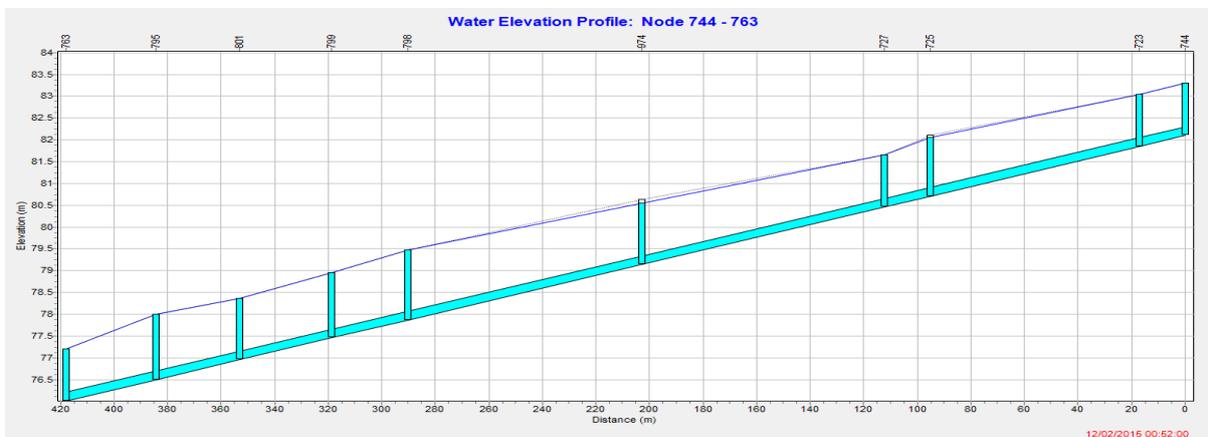


Gráfico 4. Perfil longitudinal de un tramo de colector secundario con entrada en carga. (SWMM 5.1)

Al final de la simulación se tiene un rango de valores de relación calado máximo y diámetro entre 0.25 color azul y 0.50 color turquesa en la mayoría de las tuberías como se muestra en el siguiente mapa.

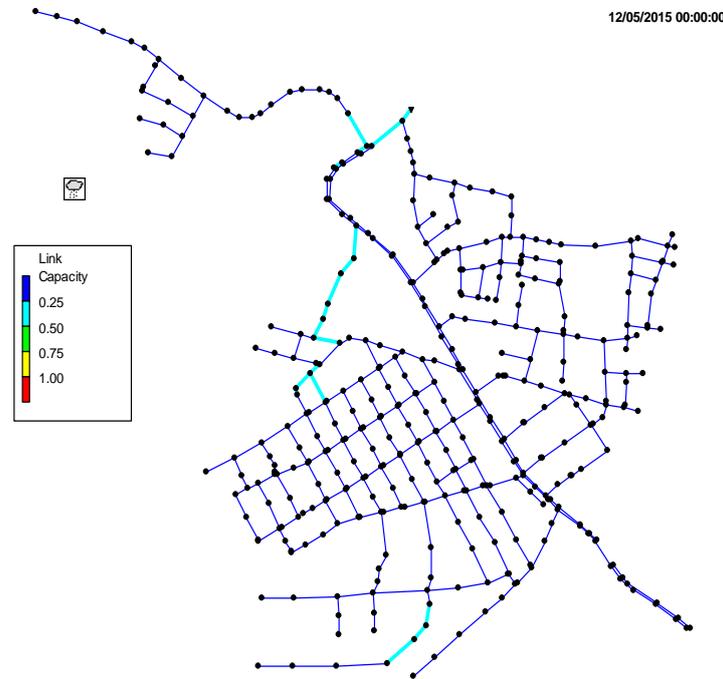


Figura 34. Mapa de simulación final de capacidad de tuberías en el sistema de drenaje. (SWMM 5.1)

Otro comportamiento del sistema de drenaje muy importante que se ha verificado es la inundación, el cual ofrece resultados de que el sistema no está evacuando la totalidad del volumen de agua, lo cual provoca que los pozos se llenen y desborden una cierta cantidad de agua generando inundaciones en las calles.

Cabe mencionar que la primera proyección de la red ha sido diseñada únicamente para recibir aguas residuales y no pluviales. Es por esta razón que en el capítulo 7 se planteará la red futura como si fuese unitaria, con el fin de que la red sea capaz de soportar la entrada del flujo tanto de residuales como de pluviales y además reducir el costo de su instalación.

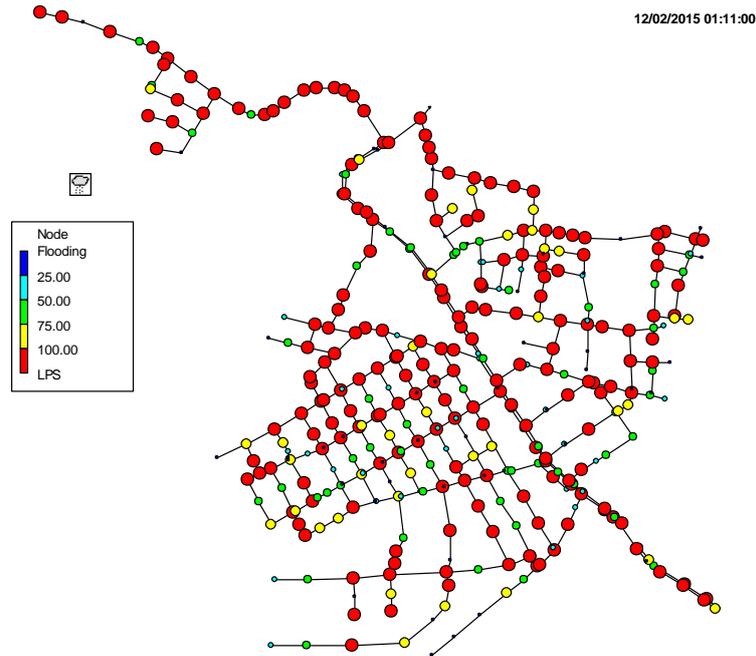


Figura 35. Mapa de simulación de inundaciones en el sistema de drenaje. (SWMM 5.1)

5.3 Conclusión.

La primera proyección de la red de alcantarillado sanitario de Peña Blanca ha sido diagnosticada en dos partes. La primera parte fue realizada por una simulación con las aguas residuales y la segunda con la incorporación de ambas fuentes de agua, residual y pluvial, siendo el gasto pluvial el que genera mayor cantidad de agua al entrar al sistema.

Se concluye con el diagnóstico previamente realizado en este capítulo que la red es deficiente, ya que no cumple con las especificaciones técnicas de velocidades máximas y mínimas, produciéndose además sobrecarga en las conducciones e inundaciones en la mayoría de los pozos.

Es por tal razón que la red de alcantarillado sanitario de Peña Blanca que actualmente fue diseñada solamente para transportar aguas residuales, será reemplazada por un sistema unitario, es decir, un sistema que transporte a la misma vez las aguas residuales y pluviales. Esta nueva situación futura será estudiada en el capítulo 7 en el cual se incluirá las nuevas áreas de expansión de la zona.

6. Plan de Mejoras.

6.1 Introducción.

El presente capítulo pretende describir el plan de mejoras a la primera proyección de la red de saneamiento que posee la ciudad de Peña Blanca. Dicho plan de mejoras se centra en el diseño de la urbanización para la proyección a futuro de la ciudad de Peña Blanca con las nuevas áreas de expansión y el diseño de la nueva red de saneamiento con sus respectivos parámetros, basándose en los criterios de diseño establecidos por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA). Este nuevo planteamiento pretende la construcción de una red unitaria de saneamiento presentando dos alternativas de mejoras con el fin de evitar problemas de contaminación ambiental producto de los vertidos de aguas residuales y la acumulación de las aguas lluvias que se producen en el lugar de estudio.

6.2 Descripción de nuevas áreas tributarias.

La ciudad de Peña Blanca tendrá un crecimiento poblacional considerable en un futuro, por lo cual es de vital importancia conocer las nuevas zonas de expansión y sus límites urbanos para realizar un plan de mejoras al saneamiento de la ciudad. La ciudad se expandirá en 3 zonas. La Zona A cuenta con 90.43 hectáreas, la Zona B con 57 hectáreas y por último la Zona C con 60.37 Hectáreas, dando como resultado una área total de 207.8 hectáreas de área urbana en expansión para el año 2035.

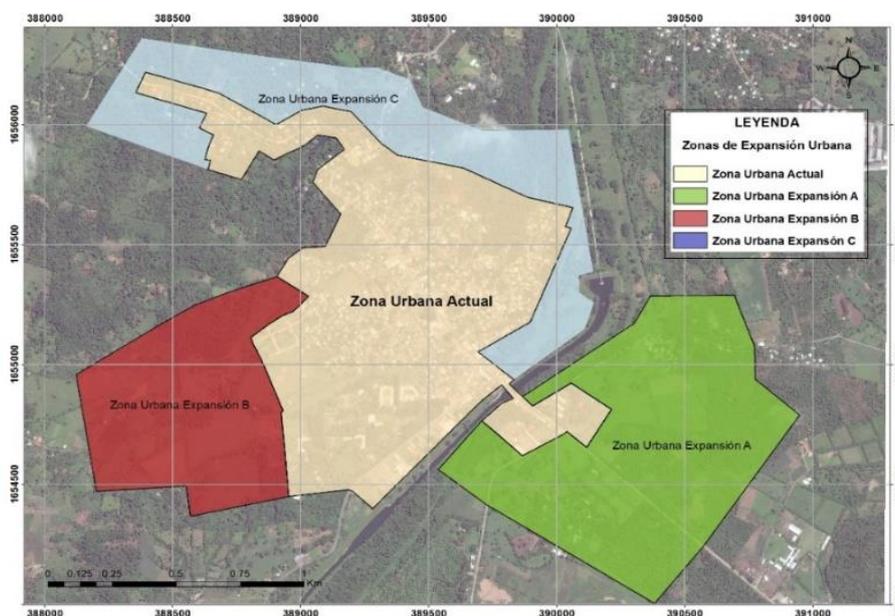


Figura 36. Mapa de zonas de expansión urbana de la ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia)

La Municipalidad de Peña Blanca carece de una base de datos computacionales en cuanto al Plan de Ordenamiento Urbano, pero si posee criterios y especificaciones técnicas de diseño para la creación de zonas urbanas residenciales. A partir de dichos datos se dispuso a realizar el diseño en planta de la urbanización a futuro de la ciudad en la cual incluyen las áreas que actualmente son habitadas como se muestra en la siguiente figura.

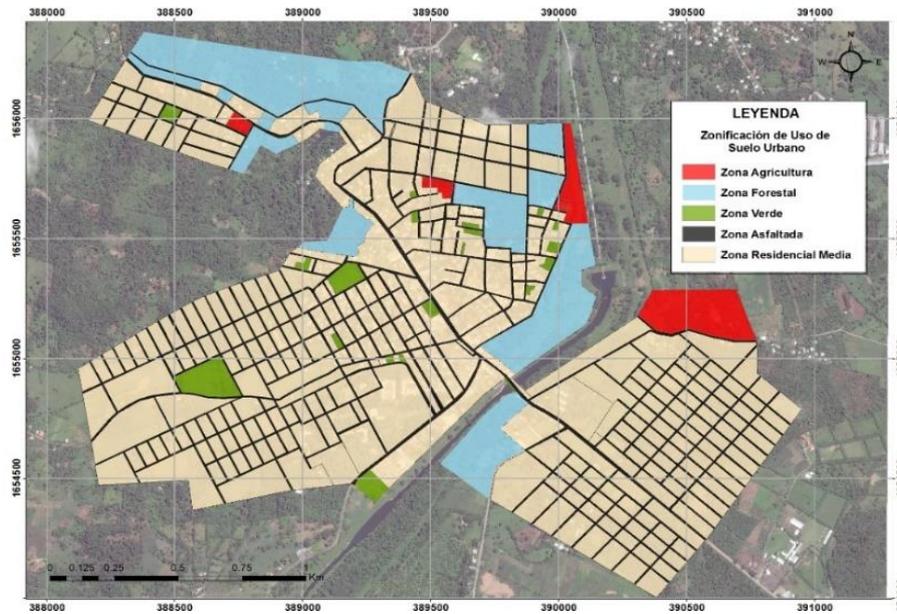


Figura 37. Mapa de zonificación de usos de suelo urbano de la ciudad de Peña Blanca, Honduras.
(Elaboración propia)

6.3 Plan de Alternativas de Mejoras.

A partir del análisis que se realizó en el capítulo 6 sobre el diagnóstico de la primera proyección de la red de saneamiento de la ciudad de Peña Blanca, se concluyó que la capacidad del colector principal y colectores secundarios es en tiempo de lluvia es insuficiente para transportar el agua de precipitaciones y aguas grises, provocando entradas en carga de la red e inundaciones y en consecuencia la contaminación ambiental de toda la ciudad en la actualidad.

Sobre la base de la situación antes descrita, se abordó un estudio de alternativas de mejoras para la nueva proyección de la red de saneamiento que se describe a continuación:

- **Alternativa A1.** Diseño de red unitaria con un colector principal.
- **Alternativa A2.** Diseño de red unitaria incluyendo tanques de tormentas.

6.3.1 Descripción de alternativa A1.

La primera propuesta de soluciones es plantear el diseño de una red unitaria que sea capaz de transportar las aguas pluviales y residuales de toda la ciudad a una EDAR a través de un solo colector principal sin que éste entre en carga.

Para llevar a cabo la primera alternativa se debe cumplir lo siguiente:

- El colector principal tendrá como máximo un diámetro de 2.5 m al 100% de su capacidad máxima.
- Si las tuberías del colector principal requieren un mayor diámetro para transportar el agua, se propondrá la utilización de colectores rectangulares de mayores dimensiones.
- El sistema completo debe cumplir con las normas de velocidades máximas de 5m/s y mínima de 0.6 m/s
- Los colectores deberán cumplir con pendientes máximas de 15% y mínimas de 0.5%.

Se realizará una simulación de todo el sistema unitario de alcantarillado representando el cumplimiento de estas normas en el capítulo 5 apartado 5.2.1.

6.3.2 Descripción de alternativa A2.

La segunda propuesta de soluciones es plantear el diseño de una red unitaria pero distribuida en 4 sectores debido a gran la magnitud de la red. Para los sectores 1, 2 y 3 se propone diseñar un tanque de tormenta que permita retener y laminar el agua durante los periodos de lluvia para luego introducirla a la red de forma controlada. En el caso del sector 4 no es necesario la instalación de un depósito ya que la red es pequeña y el agua puede ser vertida directamente al colector principal.

6.3.2.1 *Tanques de tormenta.*

Debido al crecimiento poblacional que tendrá la ciudad de Peña Blanca, las redes de drenaje se verán obligadas a soportar nuevas cargas. Dichas cargas son el producto de las nuevas áreas de edificaciones y zonas pavimentadas las cuales generan de forma significativa un aumento de la escorrentía superficial durante los episodios de lluvia.

El grado de impermeabilidad de la cuenca aumentará en gran medida y la rugosidad del suelo se verá afectado por los diferentes usos antes mencionados generando que la circulación del agua tenga velocidades altas y que se pierda la capacidad de laminación natural de la cuenca.

A raíz del casi nulo volumen de infiltración en la cuenca resultarán menores tiempos de concentración produciéndose caudales picos en los que la red no es capaz de transportar, ocasionando el colapso e inundaciones en la mayoría de los casos. El mal funcionamiento de la red de alcantarillado origina grandes pérdidas económicas y sociales, por lo que la preocupación de los ingenieros ha sido buscar métodos idóneos para drenar las ciudades sin que se produzcan daños y que a la vez estén al alcance presupuestario de los ayuntamientos. (Tueros, 2000)

Es por tal razón que para evitar rehabilitaciones en la red se optó por la utilización de depósitos de retención. Los depósitos de retención son muy utilizados hoy en día, ya que mejoran el funcionamiento de los sistemas de alcantarillado con respecto a los problemas de inundaciones y a la reducción de carga contaminante que llega al medio receptor.

En el caso de la segunda propuesta para la red de saneamiento de Peña Blanca, se pretende que cada tanque de tormenta retenga parte del volumen de escorrentía, reduciendo por laminación los caudales punta hasta un caudal máximo deseado el cual se pretende verter al colector principal. Además dichos depósitos tendrán como finalidad almacenar la primera punta de caudal conocido como “First flush” el cual contiene una alta carga contaminante producto del lavado de la superficie. (Tabora Maldonado, 2013)

Los depósitos de almacenamiento o tanques de tormenta se clasifican de la siguiente manera:

- **Depósitos en línea o en serie.** Estructuras de almacenamiento ubicados en la traza del colector permitiendo que todo el flujo circulante atraviese el depósito de retención. Su función es atenuar los caudales punta aprovechando la capacidad de almacenamiento y laminación que tenga el depósito. Es la opción más económica de construir ya que el flujo sigue la dirección del colector aguas arriba, pero presenta inconvenientes cuando se producen escorrentías de baja intensidad ya que toda la obra entra en funcionamiento reteniendo la mayor cantidad de sedimentos que deben retirarse por medio de limpiezas manuales o automáticas. (Tueros, 2000)

Para estos depósitos de almacenamiento el parámetro crucial para su diseño es el área en planta ya que es el que se encarga de controlar los niveles de agua en todo momento.

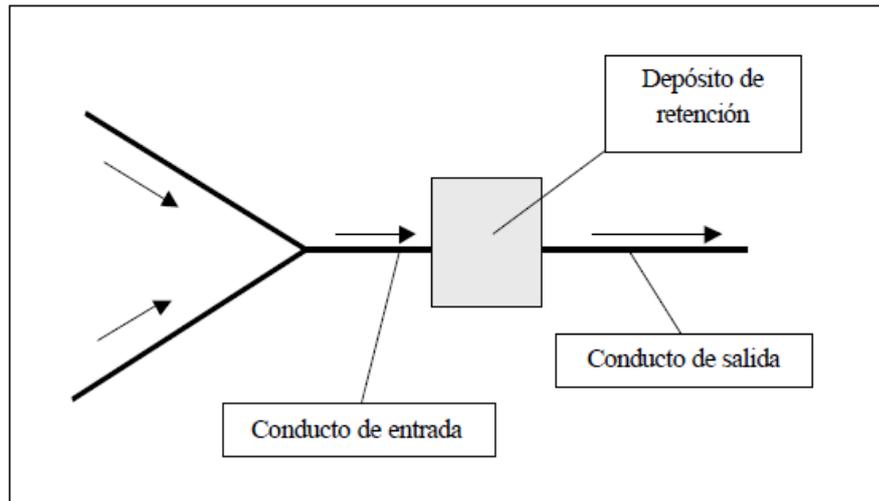


Figura 38. Esquema de red con depósito de retención en serie. (Tueros, 2000)

- **Depósitos fuera de línea o en paralelo.** Estructuras de almacenamiento que se caracterizan por estar físicamente separada a la red. El exceso de caudal es enviada por una estructura de alivio (aliviadero lateral o compuerta) hasta el depósito ubicado fuera de la red para luego ser evacuada de manera continua una vez haya acabado la tormenta. El funcionamiento de este depósito depende del volumen que almacene, ya que este debe ser igual o mayor a la precipitación de diseño menos lo que sea capaz de soportar la red. (Tueros, 2000)

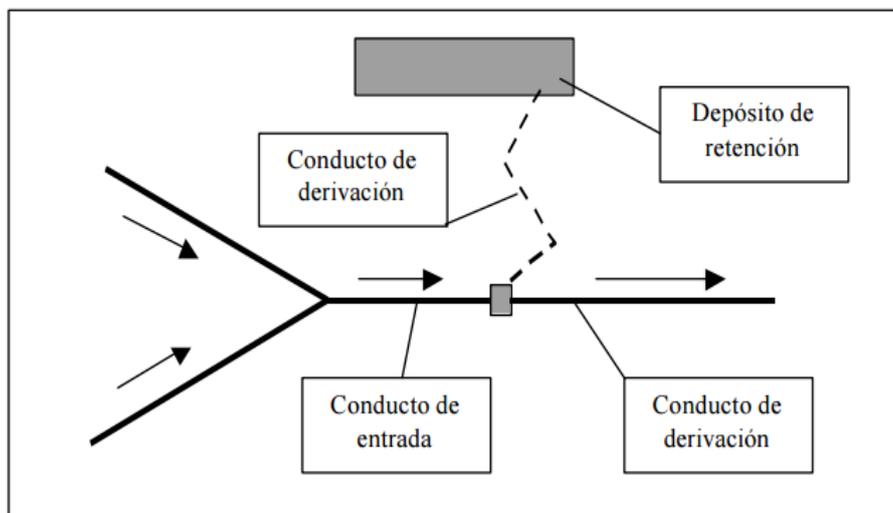


Figura 39. Esquema de red con depósito de retención en paralelo. (Tueros, 2000)

- **Depósitos mixtos.** Es la combinación de ambas estructuras de almacenamiento en línea y en paralelo conectados en el mismo punto de la red. Dicha combinación permite

aprovechar las características de cada uno para obtener una mejor eficiencia de la red de saneamiento.

Los depósitos que se pretenden diseñar son en serie por sus ventajas de conexión con la red, su capacidad de laminar los caudales punta en periodos de lluvia y minimizar los contaminantes que se vierten en el medio receptor.

6.4 Conclusión.

Dada la contaminación medioambiental que actualmente aqueja a la ciudad de Peña Blanca producto de la falta de alcantarillado sanitario, es necesario no solo la recolección de las aguas residuales sino que también las primeras escorrentías generadas por las lluvias que además, estas son las causantes de inundaciones.

Es por tal razón, que las futuras zonas de expansión de la ciudad de Peña Blanca serán diseñadas con un sistema unitario que permita la recolección de las aguas residuales y pluviales con el fin de que estas, pasando por la planta de tratamiento, puedan ser vertidas al medio receptor previamente tratadas.

6.5 Bibliografía.

Tabora Maldonado, E. J. (2013). *Plan Director de Saneamiento de la Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán, Copán, Honduras, C.A. Valencia.*

Tueros, H. P. (2000). *PREDIMENSIONAMIENTO DE DEPOSITOS DE RETENCION EN REDES DE ALCANTARILLADO.* Barcelona, España: Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.

7. Diseño de Red de Saneamiento Futura (2035)

7.1 Introducción.

En este capítulo se presenta el diseño de la nueva red de saneamiento para la situación futura 2035 a través de dos alternativas de mejoras las cuales son el diseño de una red unitaria con un colector principal que transporte todas las aguas de la ciudad y el diseño de una red sectorizada incluyendo tanques de tormenta para la retención de contaminantes procedentes de las primeras lluvias. Para ambas propuestas se realizará un análisis con simulaciones de seis horas tanto en tiempo seco como en tiempo de lluvia.

7.2 Diseño de nuevas redes de colectores.

En el trazado de las nuevas redes de saneamiento para la situación futura se ha tenido en cuenta el diseño preliminar que se realizó en la ciudad en el año 2015. Se han eliminado los dos tramos de colectores principales del primer diseño y se ha colocado un solo colector principal para toda la red. Se han eliminado varias tuberías y pozos para poder readecuarla con la menor cantidad de conexiones al colector principal. Se identificaron varios tramos de red mallados corriéndolos a redes ramificadas y se han colocado todos los pozos y tuberías en el centro de las calles.

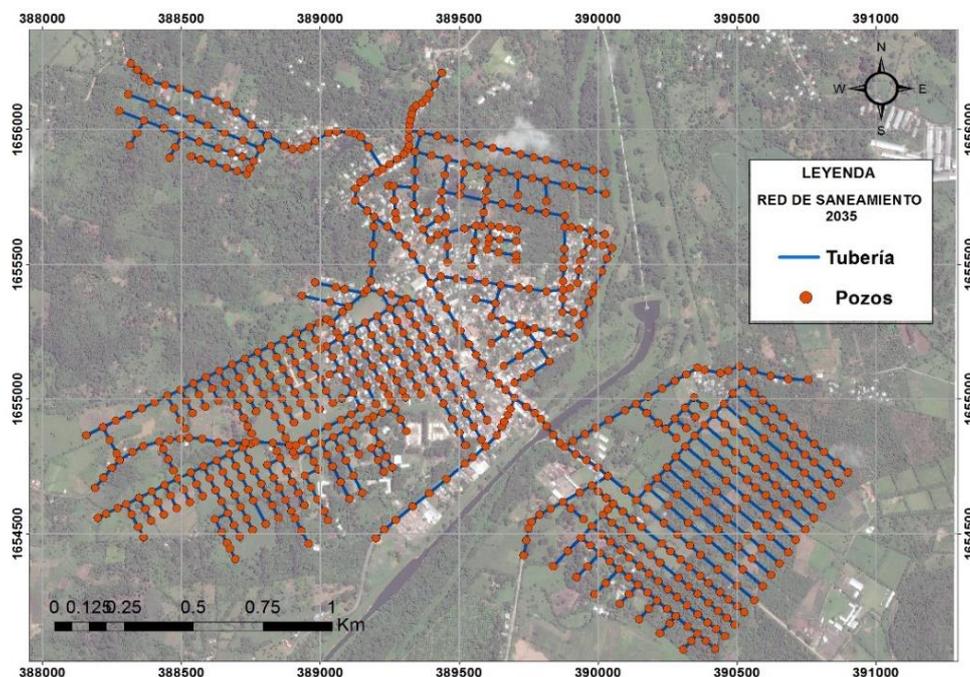


Figura 40. Trazado de red de saneamiento futura de la ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia).

7.3 Diseño de nuevas redes de colectores para la alternativa A1.

Para la primera propuesta de soluciones, la red de saneamiento se diseñó con un solo colector principal que cruza toda la ciudad, el cual pretende evacuar toda el agua hacia una planta de tratamiento que estará ubicada en la parte final de la red de saneamiento.

7.3.1 Diseño de colectores secundarios.

El diseño de colectores secundarios se ha realizado conforme a los parámetros establecidos por el SANAA, cumpliendo con las normas de velocidad, pendiente y profundidad como se especificó en el capítulo 3.2.4 *Criterios Hidráulicos*.

Otro parámetro importante es la geometría de las secciones, por lo que se diseñarán de forma circular con un diámetro máximo de 2.5 metros y un mínimo 0.4 metros utilizando el coeficiente de rugosidad de Manning de 0.01 para PVC. Todas las uniones entre tuberías se harán por clave para garantizar la continuidad entre los mismos. (Marco, 2015)

Al realizar el diseño se encontraron tramos con pendientes altas dentro de un rango de 2.5 % a 12%, pendientes que son permitidas por el SANAA pero las cuales provocaban velocidades altas entre 6 a 12 m/s.

El objetivo de limitar los valores de las pendientes es evitar, en la medida de lo posible, el azolve y la erosión en las tuberías. Por lo que en definitiva realizando una serie de simulaciones con una variedad de rangos de pendientes se logró encontrar que el rango óptimo es de 0.5 % a 1.2%, pendientes con las que se lograba encontrar velocidades entre 2 a 5 m/s y además evitar las inundaciones en los pozos.

La normativa del SANAA establece que en casos especiales donde existan tramos de colectores con pendientes altas se podrán utilizar pozos de caída con el fin de reducir la velocidad. (SANAA, 2003) Tal es el caso del tramo de colector secundario **15406-15674** el cual se encontraba con problemas de pendiente y velocidad como se observa en el Gráfico 5.

Dicho tramo se corrigió incorporando 6 pozos de caída y además se aumentaron los diámetros que producían incapacidad en la red como se puede observar en Gráfico 6. Esta metodología ha sido empleada en repetidas ocasiones en toda la red de colectores específicamente en los tramos en los que fuese necesario reducir velocidad y pendientes.

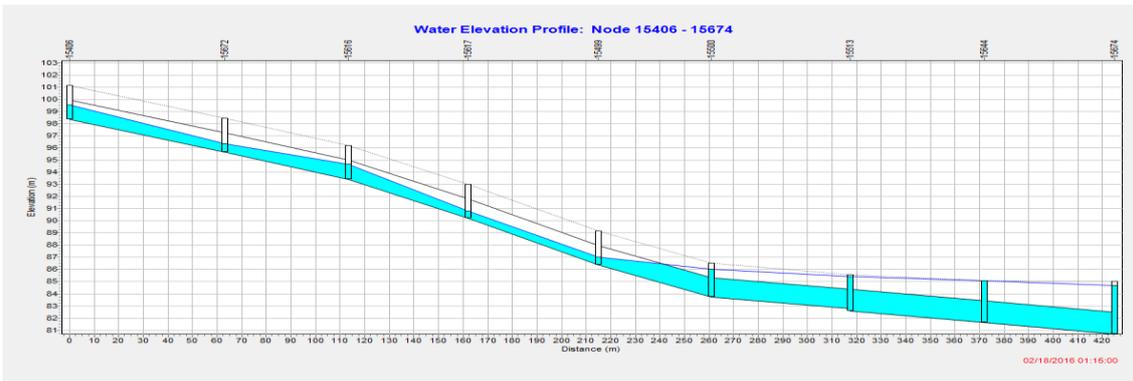


Gráfico 5. Tramo de colector secundario 15406-15674 con problemas de pendiente, capacidad y velocidad. (SWMM 5.1)

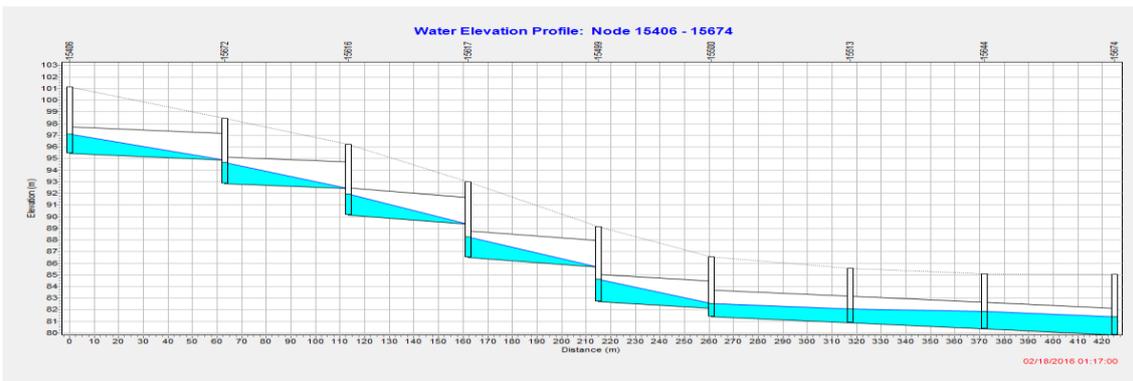


Gráfico 6. Incorporación de pozos de caída en tramo 15406-15674. (SWMM 5.1)

7.3.1.1 Comprobación en tiempo seco de tramos secundarios.

La comprobación en tiempo seco de los colectores secundarios se ha realizado mediante la separación de la red de saneamiento en varios sectores.

Los resultados de los caudales máximos para cada sector son los siguientes:

COMPROBACION EN TIEMPO SECO		
SECTOR	TUBERIA	Q PICO (l/s)
S1	417	42.35
S2	456	17.39
S3	222	54.53
S4	29	10.04

Tabla 14. Resultados de la simulación en tiempo seco de colectores secundarios. (Elaboración propia)

Los valores de caudales máximos antes mencionados para cada sector se pueden observar en el Gráfico 7, los cuales tienen la misma similitud de curva, esto debido al patrón temporal horaria introducida a toda la red. La simulación de la red en tiempo seco se realizó con un

tiempo de 72 horas con el objetivo de poder observar de manera clara los gráficos que a continuación se presentan:

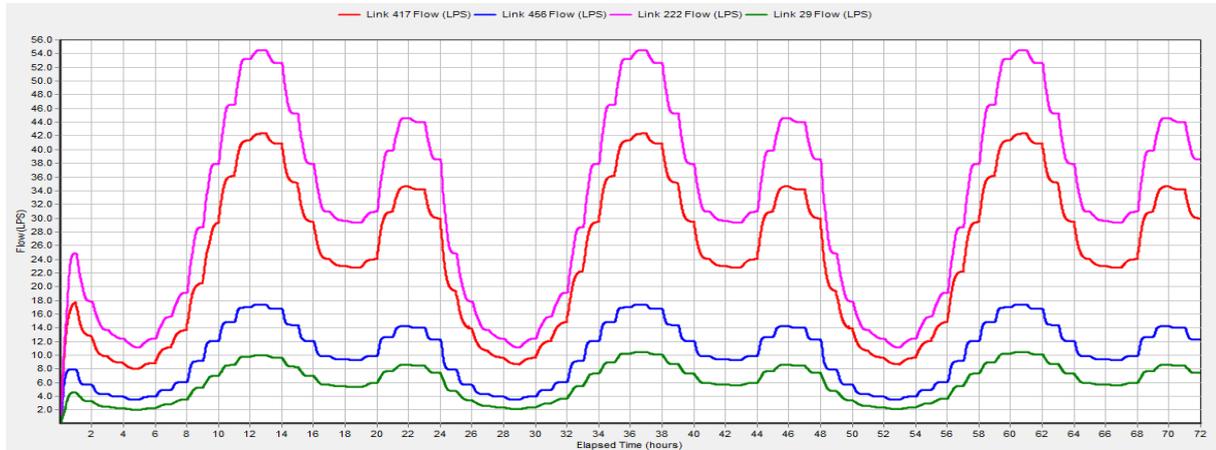


Gráfico 7. Hidrograma en tiempo seco de los 4 sectores de la red de saneamiento. (SWMM 5.1)

El gráfico de color rojo representa el caudal del sector 1, color azul el sector 2, color rosa el sector 3 y color verde el sector 3. El identificativo de color es el mismo para la representación de los gráficos resultantes en tiempo de lluvia.

7.3.1.2 Comprobación en tiempo de lluvia.

De la misma forma que se realizó la comprobación de los colectores secundarios en tiempo seco se ha realizado para el tiempo de lluvia como se puede observar en el Gráfico 8.

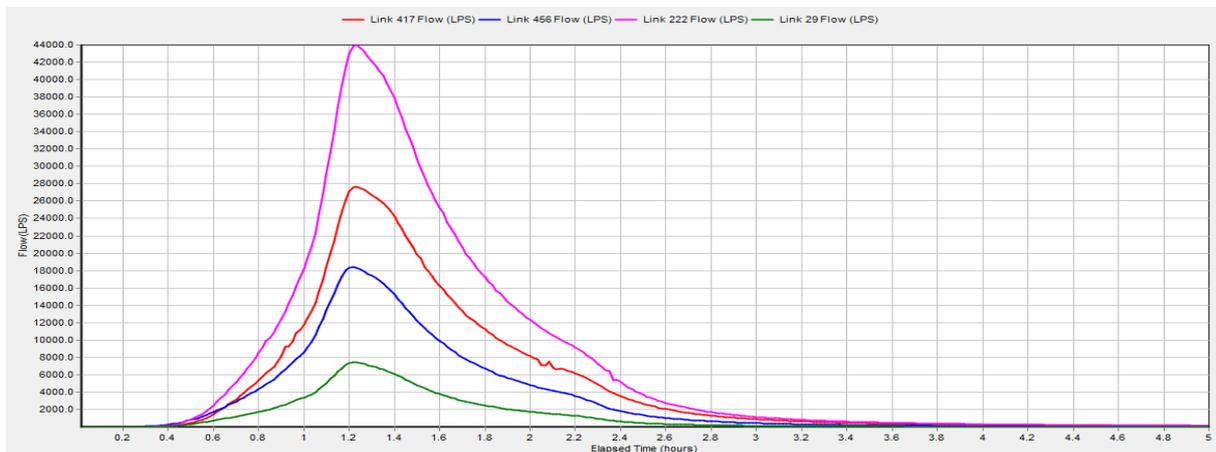


Gráfico 8. Hidrograma en tiempo de lluvia para los cuatro sectores de la red. (SWMM 5.1)

Los resultados de caudales máximos presentados en la Tabla 15 para cada sector son los siguientes:

COMPROBACION EN TIEMPO LLUVIA		
SECTOR	TUBERIA	Q PICO (m ³ /s)
S1	417	27.65
S2	456	18.43
S3	222	43.96
S4	29	7.44

Tabla 15. Resultados de la simulación en tiempo de lluvia de colectores secundarios. (Elaboración propia)

Se han verificado que en cada sector, todos los tramos de colectores cumplan con la velocidad mínima de 0.6 m/s y la velocidad máxima de 5 m/s. A continuación se muestran los gráficos de velocidad donde se observa claramente que se cumple con los criterios antes mencionados:

- Velocidades sector 1:

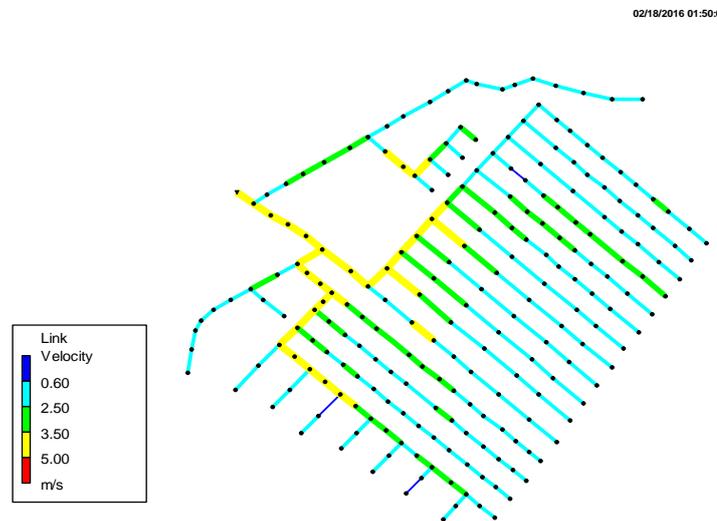


Gráfico 9. Velocidades Sector 1 y 2. (SWMM 5.1)

- Velocidades sector 2:

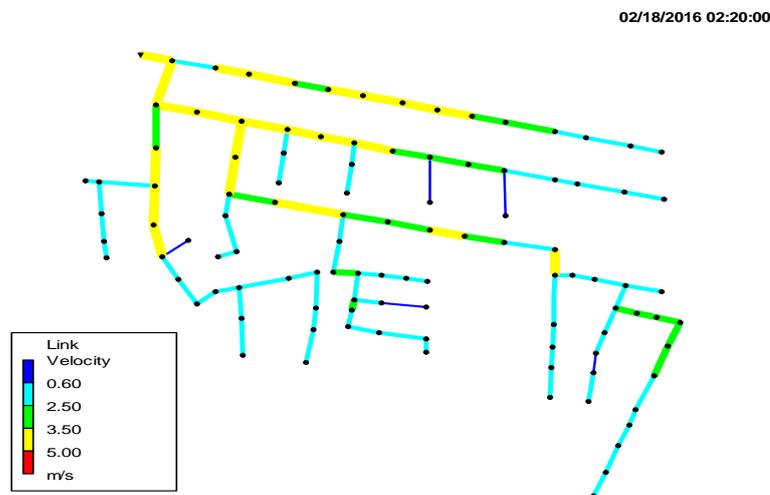


Gráfico 10. Velocidades Sector 2. (SWMM 5.1)

- *Velocidades sector 3:*

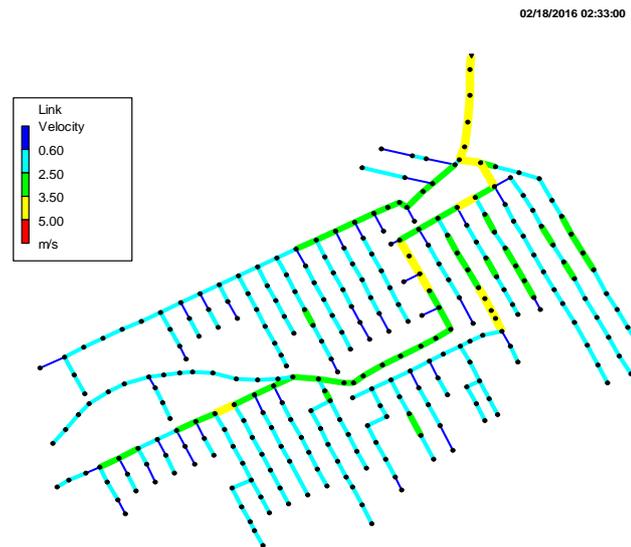


Gráfico 11. Velocidades Sector 3. (SWMM 5.1)

- *Velocidades Sector 4:*

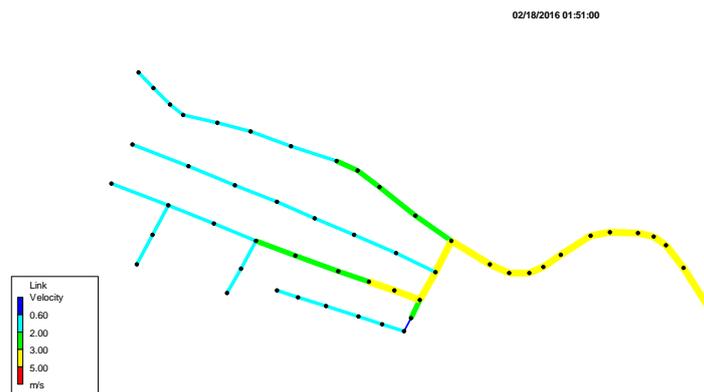


Gráfico 12. Velocidades Sector 4. (SWMM 5.1)

7.3.2 Diseño del colector principal.

El diseño del colector principal se realizó mediante el programa de modelación hidráulica HEC-RAS. La entidad de este colector junto con las elevadas pendientes hace que SWMM no sea la herramienta adecuada para su diseño y comprobación de funcionamiento hidráulico. Se dimensiona por tanto para la envolvente de caudales máximos generados por las redes secundarias, en régimen estacionario.

Dichas pendientes se encontraban dentro de un rango entre 2%-7% provocando el aumento de las velocidades en un rango de 7 a 12 m/s y además una serie de inundaciones en la mayoría de los pozos.

Inicialmente se realizó un pre diseño del colector principal en *AutoCAD CIVIL 3D* con el objetivo de trazar el perfil de la red, respetando imprescindiblemente las cotas de los pozos de salida de cada sector que se une a la red del colector principal. Una vez definido el trazado de la red de colectores mediante la incorporación de pozos de caída, se ha realizado un cálculo manual para el predimensionamiento de la sección, que en este caso será de forma rectangular, tomando en cuenta que para obtener el flujo en régimen lento el calado normal de la lámina de agua debe estar por encima del calado crítico.

Para ello se ha utilizado la fórmula de Manning mostrada a continuación:

$$V = \frac{1}{n} (R_H)^{2/3} \times I^{1/2}$$

Ecuación 19. Fórmula de Manning general.

Donde V es la velocidad en m/s, n es la rugosidad de Manning, R_H es el radio hidráulico de la sección e I la pendiente motriz en el tramo.

Dado que inicialmente se cuenta con el dato de caudal de entrada para cada tramo de colector se ha dispuesto a utilizar la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{A}{n} (R_H)^{2/3} \times I^{1/2}$$

Ecuación 20. Fórmula de Manning adecuada al caudal.

Donde Q el caudal de entrada en cada sección en m^3/s , A es el área de cada sección, n es la rugosidad de Manning, R_H es el radio hidráulico de la sección e I la pendiente media del tramo.

Para realizar el cálculo del calado normal y calado crítico de la lámina de agua se han utilizado las siguientes fórmulas:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}$$

Ecuación 21. Ecuación de Manning para una sección rectangular de ancho B.

$$Q = \frac{B \times Yn}{n} \left(\frac{B \times Yn}{2Yn + B} \right)^{2/3} I_0^{1/2}$$

Ecuación 22. Ecuación de Manning para una sección rectangular de ancho B.

Es importante mencionar que el predimensionamiento de los colectores serán rectangulares, obteniéndose que el tramo de colector de cabecera será de 2.5 metros de ancho y conforme se aumenta el caudal la sección se vuelve más ancha hasta llegar al colector aguas abajo con un ancho de 4.5 metros.

A continuación se presentan los resultados del predimensionamiento correspondiente de la sección del primer tramo de colector:

Predimensionamiento del Colector Principal (HEC-RAS)							
Tramo	Caudal (m ³ /s)	Longitud (m)	Pendiente	n Manning	Base (m)	Calado Crítico Yc (m)	Calado Normal Yn (m)
25	27.65	232.23	0.0052	0.0015	2.5	2.32	2.6
23	27.65	60.00	0.0052	0.0015	2.5	2.32	2.6
22	29.47	60.00	0.0052	0.0015	2.5	2.42	2.74
21	29.47	60.00	0.0052	0.0015	2.5	2.42	2.74
20	29.47	120.02	0.0052	0.0015	2.5	2.42	2.74
19	29.47	60.00	0.0052	0.0015	2.5	2.42	2.74
18	29.47	60.00	0.0052	0.0015	2.5	2.42	2.74
17	29.47	60.00	0.0052	0.0015	2.5	2.42	2.74
16	29.47	60.00	0.0052	0.0015	2.5	2.42	2.74
15	29.47	60.00	0.0052	0.0015	2.5	2.42	2.74
14	38.62	60.00	0.0052	0.0015	3.0	2.57	2.73
13	38.62	60.00	0.0052	0.0015	3.0	2.57	2.73
12	38.62	60.00	0.0052	0.0015	3.0	2.57	2.73
11	38.62	67.3	0.0052	0.0015	3.0	2.57	2.73
10	38.62	60.00	0.0052	0.0015	3.0	2.57	2.73
9	82.58	60.00	0.0052	0.0015	3.5	3.84	4.29
8	82.58	60.00	0.0052	0.0015	3.5	3.84	4.29
7	82.58	79.84	0.0052	0.0015	3.5	3.84	4.29
6	82.58	60.00	0.0052	0.0015	3.5	3.84	4.29
5	90.02	60.00	0.0052	0.0015	4.0	3.72	3.92
4	90.02	68.18	0.0052	0.0015	4.0	3.72	3.92
3	90.02	60.00	0.0052	0.0015	4.0	3.72	3.92
2	108.45	60.00	0.0052	0.0015	4.5	3.9	3.98
1	108.45	60.00	0.0052	0.0015	4.5	3.9	3.98
0	108.45	23.98	0.0052	0.0015	4.5	3.9	3.98

Tabla 16. Resultados de predimensionamiento sección de colector tramo 1.

Seguidamente se procedió a introducir el colector predimensionado en HEC-RAS, donde se han introducido los datos de la geometría de la red de colectores, que son la longitud de tramo en metros, el número de rugosidad de Manning utilizando el valor de 0.0028 (que se conseguirá con elementos macrorrugosidad que posteriormente se definirán), la base de la sección rectangular, la cota de invertida de cada pozo como también la cota tapa de cada

colector teniendo en cuenta el recubrimiento de 1.20 metros medidos desde la tapa del colector hasta la cota de terreno y además se ha introducido el flujo de entrada que será transportado en cada una de las secciones producto de la salida de cada uno de los sectores.

Se han introducido un total de 51 secciones de tramo de colector, que se traducen en un total de 26 pozos. Como se puede observar en la Figura 41, la sección 25 concierne al tramo aguas arriba de la red y la sección 0 al tramo aguas abajo el cual es el tramo de salida de todo el colector principal. Para poder cumplir con los criterios de velocidad, flujo en régimen lento y además respetando las cotas de salida de cada sector ha sido necesario profundizar los pozos más de 6 metros como exige la normativa, excavándose desde 6.5 a 9 metros en la mayoría de los casos y de 10 a 12 metros puntos específicos como lo son los pozos No. 6, 7, 8, 9 y 10.

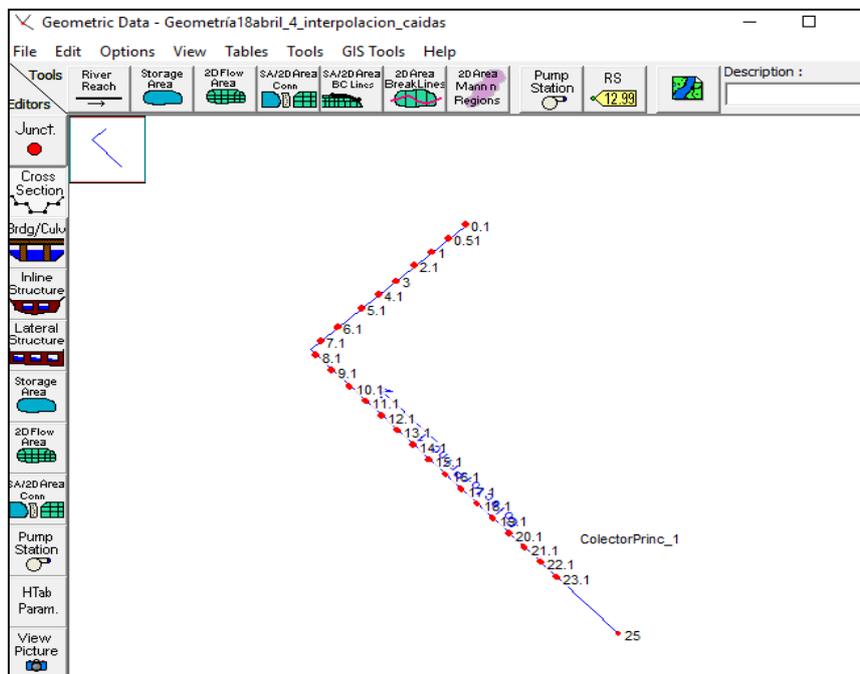


Figura 41. Geometría del colector principal. (HEC-RAS)

Tras haber introducido los datos de las secciones y el caudal que será transportado por cada uno se procedió a simular el colector principal. Se han realizado las simulaciones necesarias para poder corregir los puntos en los que fallaba la red y de esta manera se logró cumplir con los requisitos de velocidad máxima de 5 m/s en cada tramo de colector. Se ha verificado además que la línea de energía no sobrepasara la cota de terreno como se puede observar en el Gráfico 13 que más adelante será presentado.

En cuanto a la rugosidad del colector se ha optado por utilizar elementos de macrorrugosidad colocados en la solera, en todos los tramos de colector, para poder obtener aguas abajo de cada tramo un calado en régimen lento lo suficientemente alto para conseguir fijar los resaltos hidráulicos al pie de las caídas.

El elemento de macrorrugosidad es un obstáculo al flujo que incrementa con su forma la rugosidad del contorno, generando para el régimen lento calados superiores. Su forma es triangular muy tendido aguas arriba y más brusco aguas abajo.

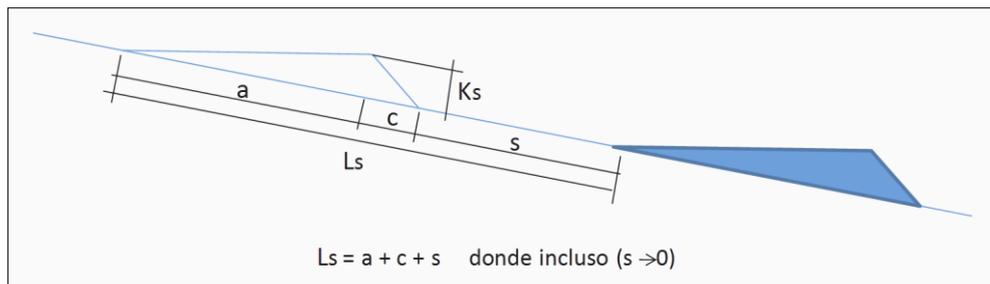


Figura 42. Definición geométrica de los elementos de macrorrugosidad.

Se ha definido que la rugosidad mínima necesaria es de 0.0028, valor con el cual se ha conseguido el objetivo de generar un régimen lento en prácticamente todo el colector principal. El proceso de cálculo para definir geoméricamente los elementos de macrorrugosidad se muestra a continuación proponiendo una única geometría general para todo el tramo de colector principal.

- En primer lugar es necesario obtener el factor de fricción de Darcy mediante la siguiente formula:

$$f = \left(\frac{n}{R_H^{1/6}} \right)^2 8g$$

Ecuación 23. Ecuación de Darcy.

Donde f es el factor de fricción de Darcy adimensional, n es el coeficiente de rugosidad de Manning adimensional, R_H es el radio hidráulico en metros y g es la aceleración de la gravedad en m/s^2 .

De los resultados hidráulicos que más adelante se presentan, el radio hidráulico más representativo es de 0.8 metros y conociendo el valor del coeficiente de rugosidad de Manning requerido se obtiene el valor del **factor de fricción de Darcy de 0.0662**.

A partir de la siguiente fórmula que relaciona el valor del factor de fricción de Darcy con la resistencia al avance del flujo generada por estos elementos de macrorrugosidad triangular se obtiene una nueva relación considerando una relación entre altura-longitud de elemento triangular de 1:5 - :

$$f = 1.44 * \frac{K_s}{L_s} \left(\frac{y}{K_s} + \frac{1}{2} \right)$$

Ecuación 24. Relación del valor de fricción con la resistencia al avance del flujo.

Donde f es el valor de factor de fricción de Darcy encontrado anteriormente, K_s es la altura de rugosidad (se adopta, dadas las dimensiones de la sección, un valor de 0.4), y el calado normal utilizando el valor promedio de 3 metros y L_s es la separación entre cada elemento de macrorrugosidad dando un resultado de 4 metros.

Tras realizar la relación de altura- longitud 1:5 y conociendo la altura de rugosidad K_s de 0.4 se obtiene lo siguiente:

$$a + c = 2 \text{ metros}$$

Por consiguiente si L_s es 4 metros y $a + c$ es 2 metros se obtiene con la siguiente fórmula el valor de S de 2 metros:

$$L_s = a + c + S$$

Ecuación 25. Longitud total entre cada elemento de macrorrugosidad.

Tras la obtención de todos los parámetros anteriormente mencionados se ha dimensionado de esta manera los elementos de macrorrugosidad de todo el colector principal.

A continuación se muestra la verificación de la velocidad en el tramo 14 del colector y el diseño final de todo el tramo de colector principal mediante el programa HEC-RAS:

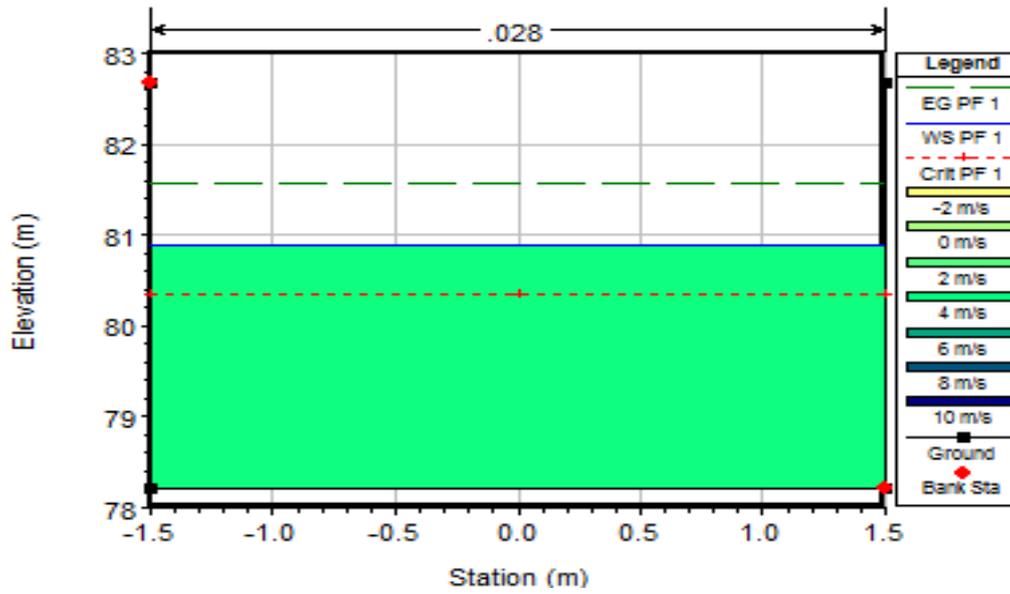


Figura 43. Verificación de velocidad en el tramo 14 de colector con un valor de 3.66 m/s. (HEC-RAS)

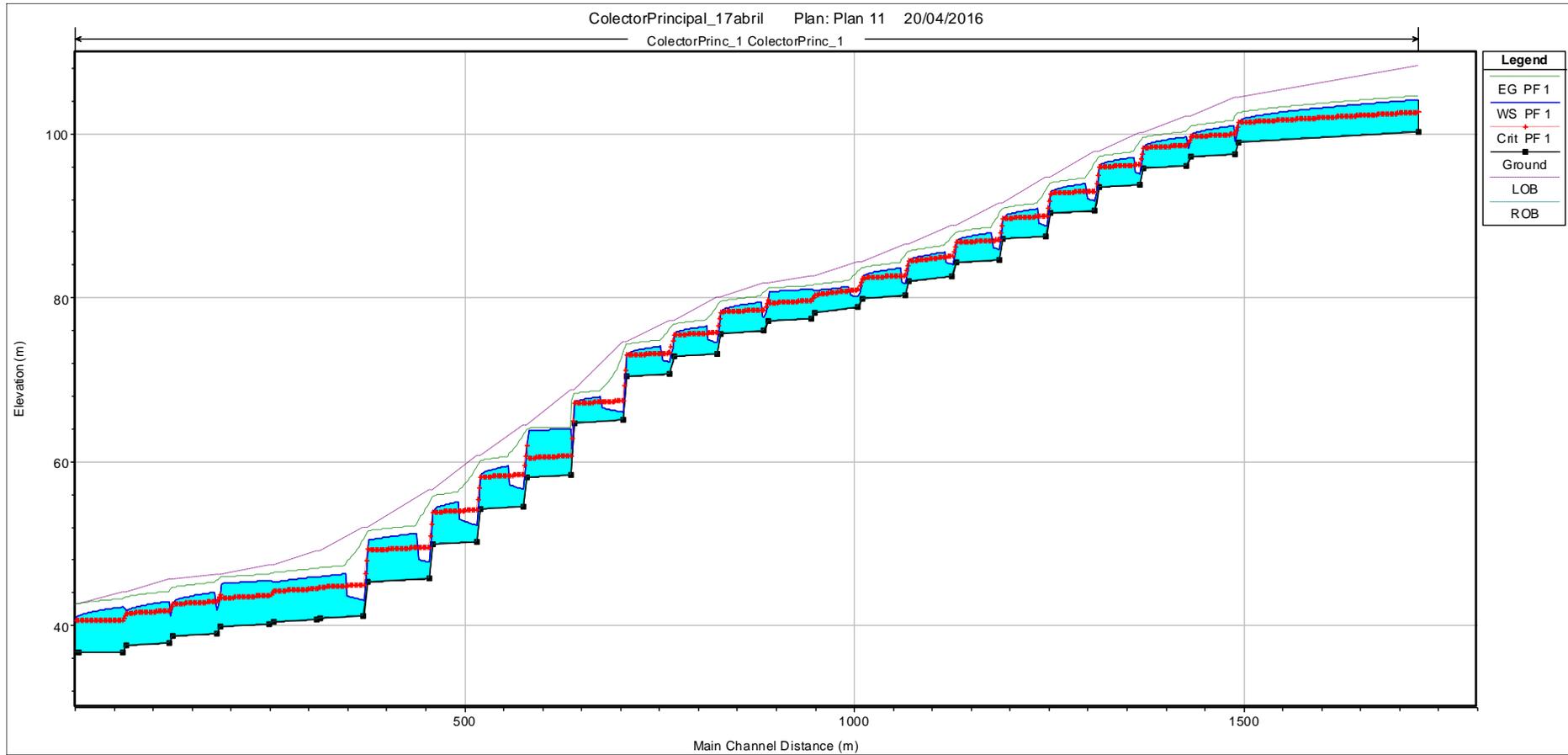


Gráfico 13. Diseño Colector Principal. (HEC-RAS)

7.4 Diseño de nuevas redes de colectores para la alternativa A2.

En la segunda propuesta de soluciones la red de saneamiento ha sido separada en cuatro sectores con el fin de introducir en cada uno de ellos un tanque de tormentas que sea capaz de retener las primeras pluviales con objeto de poderles dar un tratamiento posterior y reducir la carga contaminante que finalmente llega al medio receptor.

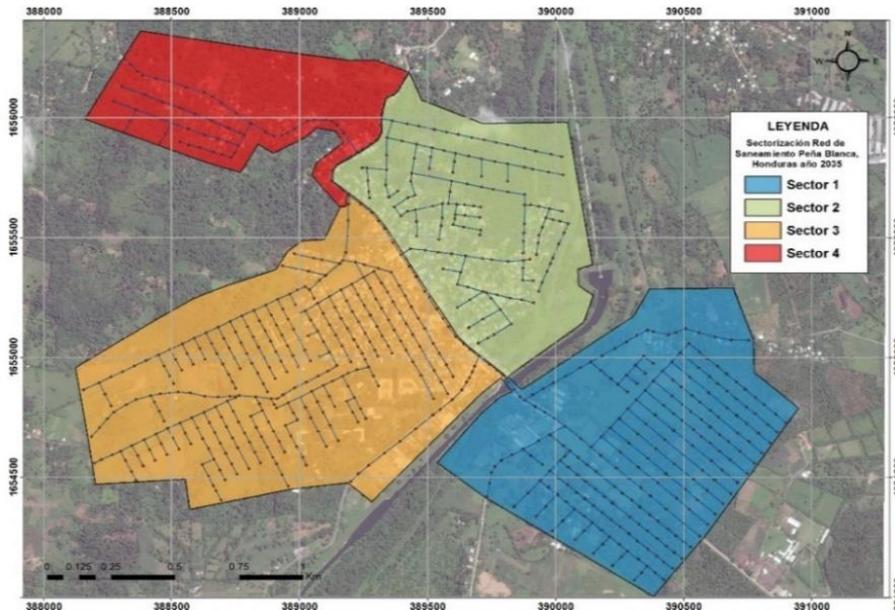


Figura 44. Mapa de sectorización de red de saneamiento de la ciudad de Peña Blanca, Cortés. (Elaboración propia).

7.4.1 Introducción de tanques de tormenta a la red de saneamiento.

Para poder realizar la incorporación de los tanques de tormentas a la red de saneamiento es necesario mencionar los siguientes aspectos:

- Se utilizarán tanques de tormenta en serie, ya que este sistema ofrece ventajas por su flexibilidad en cuanto al desarrollo del diseño.
- Se necesita incorporar al sistema un solo aliviadero de seguridad para la descarga del flujo cuando el tanque se encuentre al máximo de su capacidad durante un evento de lluvia.
- Se requieren conductos simples para la conexión entre la salida del tanque y el colector principal de la red de saneamiento.
- Dadas las condiciones topográficas de la zona de estudio se aprovechará a realizar el vaciado de los tanques por gravedad.

- Permitiendo eliminar elementos flotantes después de que se produzca el evento de lluvia.

La ciudad de Peña Blanca posee gran extensión en planta tanto para las zonas actuales como para la situación futura, por lo que la ubicación de los tanques de tormenta no será problemática.

Además es importante mencionar que los tanques de tormenta serán enterrados y para poder realizar su dimensionamiento se debe considerar que la altura no sea inferior a tres metros, que la carga sobre el vertedero sea igual a 0.35 metros y que su forma geométrica sea rectangular por su fácil modulación. (Doménech A., 2015)

A continuación se presentará la ubicación de cada uno de los tanques de tormenta para cada uno de los cuatro sectores en los que está distribuida la red de saneamiento de Peña Blanca:

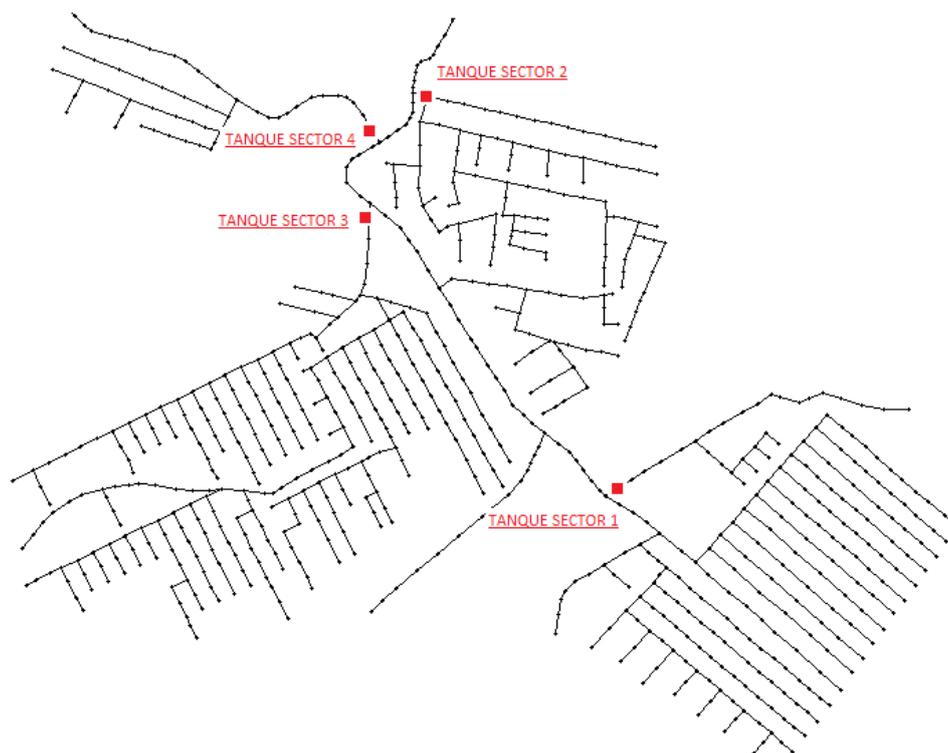


Figura 45. Ubicación tanques de tormenta en la red de colectores. (Elaboración propia)

7.4.1.1 Predimensionamiento de los tanques de tormenta.

El predimensionamiento de los tanques de tormenta se realizará bajo criterios ambientales con el objetivo de retener la primera escorrentía de lluvia y de esta manera retener los contaminantes que sean arrastrados por este primer lavado.

7.4.1.2 Determinación de volúmenes de almacenamiento.

Para el dimensionamiento de los tanques de tormenta es necesario contar con el registro de series de datos pluviométricos de 24 horas mismos que fueron obtenidos por medio de la estación pluviométrica El Jaral. Se ha escogido la serie de datos del periodo 2010-2015, por ser actual y representativa dentro de toda la serie de datos.

Los métodos para estimar la escorrentía a partir de la precipitación tratan de eliminar de la lluvia que cae sobre las cuencas todas aquellas pérdidas producidas por factores tales como la infiltración, la evapotranspiración, la intercepción y el almacenamiento superficial. Es por tal razón que el procedimiento más generalizado y fácil de adaptar a cualquier región es el método del número de curva (CN) desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de Estados Unidos (1972). (Gaspari, Senisterra, & Marlats, 2007)

El valor del número de curva depende del tipo de uso de suelo que posea la cuenca y los cuales han sido detallados en el capítulo 4 en el apartado 4.5.2.2 *Usos de Suelo*.

La cuenca de Peña Blanca se ha dividido en varios sectores, por lo tanto, para cada sector es imprescindible realizar el cálculo del número de curva promedio utilizando la siguiente expresión:

$$CN = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i}$$

Ecuación 26. Numero de curva promedio.

Donde CN es el número de curva promedio para cada sector, $\sum A_i$ es la sumatoria de todas las áreas de los polígonos (subcuencas) que conectan a cada pozo y que pertenecen a cada sector y CN_i es el número de curva correspondiente a cada polígono.

Además se requiere realizar el cálculo de P_o , parámetro que está relacionado con el CN en la siguiente expresión matemática:

$$P_o = \frac{5080}{CN} - 50.8$$

Ecuación 27. Umbral de escorrentía.

Donde P_o es el umbral de escorrentía en mm y CN es el número de curva promedio adimensional para cada sector.

Tras la obtención del número de curva, el umbral de escorrentía y el registro de precipitaciones diarias desde el año 2010 hasta el año 2015 se proceden a realizar el cálculo del volumen de escorrentía generado por cada evento registrado en el periodo antes mencionado a partir de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{(P - P_o)^2}{(P + 4P_o)}$$

Ecuación 28. Caudal de Escorrentía.

Donde Q es la escorrentía directa (volumen) en milímetros (mm), P es la precipitación diaria acumulada en milímetros (mm) y P_o es el umbral de escorrentía en milímetros (mm).

El dimensionamiento volumétrico para el tanque de tormenta del sector 1 se presenta en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Se observa que para el periodo 2010-2015 de datos históricos de precipitaciones se producen 248 eventos que producen escorrentía de los 1,113 eventos de la serie total de precipitaciones.

Se han evaluado los volúmenes de escorrentía resultantes por medio de dos tipos de indicadores de tanques de tormenta. El indicador EN (Eficiencia Eventual) es el que caracteriza la proporción a largo plazo del evento completamente retenido por el tanque y el indicador EV (Eficiencia Volumétrica) es el que cuantifica la proporción de escorrentía retenida respecto a la producida en la cuenca controlada por el tanque. (Doménech A., 2015)

$$E_e = 1 - \frac{E_V}{E_{ESC}}$$

Ecuación 29. Eficiencia Eventual. (Doménech A., 2015)

Donde E_e es la eficiencia eventual, E_V es el número de eventos que vierten, E_{ESC} es el número de eventos que producen escorrentía.

$$E_v = 1 - \frac{V_{TV}}{V_{TE}}$$

Ecuación 30. Eficiencia Volumétrica. (Doménech A., 2015)

Donde E_v es la eficiencia volumétrica, V_{TV} es el volumen total vertido y V_{TE} es el volumen total de escorrentía.

Tras la obtención de los indicadores de eficiencias eventual y volumétrica, se requiere conocer cuál será el volumen óptimo para poder dimensionar cada uno de los tanques de los cuatro sectores en el que está dividida la red de saneamiento de la ciudad. Dicho cálculo se ha realizado por medio del método del ratio de eventos retenidos. Este método establece la relación entre el volumen del depósito - área total de la cuenca y la eficiencia eventual.

El volumen óptimo es aquel que resulta del punto de tangencia aproximado de la curva con la recta de pendiente 1:1 mostrada en el Gráfico 14. Antes de alcanzar este punto el ratio de retención aumenta más deprisa, y por el contrario, después de este punto óptimo todos los incrementos en el ratio de retención requieren de incrementos muchos mayores en el volumen como se observa en el Gráfico 14. (Doménech A., 2015)

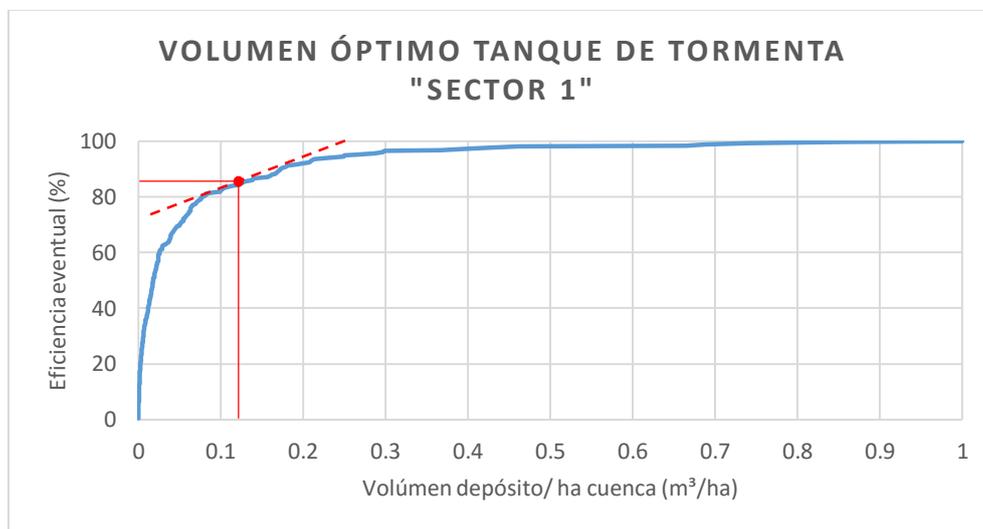


Gráfico 14. Volumen óptimo tanque de tormenta Sector 1. (Elaboración propia)

Se ha considerado el criterio de utilizar la eficiencia eventual del 85% para cada uno de los tanques lo que significa que el rango de valores de la relación entre el volumen del depósito – hectárea de cuenca estará entre 100 a 120 m³/ha, lo cual es un rango aceptable para poder realizar el dimensionamiento de los tanques de retención de sólidos.

Para el sector uno, el tanque de tormenta será diseñado con una capacidad de 10500 m³, es decir 106 m³/ Ha, proporcionando un control del 85% de la eficiencia eventual, una eficiencia volumétrica del 31% y un número de 7 eventos vertidos por año. Este procedimiento se repite para los sectores dos, tres y cuatro.

Teniendo en cuenta que para el diseño de tanques de tormenta enterrados su altura debe ser mayor a 3 metros se ha realizado el cálculo del área en planta utilizando la siguiente expresión:

$$A = \frac{V_d}{H}$$

Ecuación 31. Área de tanque de tormenta.

Donde A es el área en planta del tanque en metros cuadrados (m^2), V_d es el volumen de escorrentía que será retenido en el tanque en metros cúbicos (m^3) y H es la altura del tanque en metros (m).

A continuación se presentan los resultados de los porcentajes de volúmenes que serán retenidos con la colocación de los tanques de tormenta en la red y sus respectivas dimensiones para los sectores 1, 2, 3 y 4 respectivamente:

DIMENSIONAMIENTO TANQUES DE TORMENTA			
Tanque	Volumen tanque (m^3)	Altura (m)	Área (m^2)
Tanque_S1	10500.00	4.00	2625.00
Tanque_S2	7206.00	4.00	1801.00
Tanque_S3	16800.00	4.00	4200.00
Tanque_S4	2820.00	3.00	940.00

Tabla 17. Dimensionamiento Volumétrico de tanques de tormenta para los 4 sectores de la red de saneamiento futura.

7.4.1.3 Diseño de aliviaderos y conductos de salida.

Tras el dimensionamiento de los tanques de tormentas para cada sector de la red de saneamiento de la ciudad de Peña Blanca, se procede a realizar el diseño de los aliviaderos y los conductos de salida para cada uno de ellos.

Según lo mencionado en el capítulo 4 sobre aliviaderos, SWMM presenta 4 diferentes tipos de aliviaderos, de los cuales se ha escogido el tipo de sección rectangular para realizar el diseño. El objetivo de estos elementos es la derivación de los caudales a otros puntos de la red o al medio receptor, por lo que en primera instancia se requiere conocer el caudal máximo de aguas lluvias que se genera en cada uno de los sectores para poder realizar su respectivo dimensionamiento.

Para los aliviaderos rectangulares SWMM proporciona la siguiente expresión matemática para realizar su diseño:

$$Q = C_w L h^{3/2}$$

Ecuación 32. Ecuación de vertedero rectangular. (ITA, 2012)

Donde Q es el caudal máximo que se produce en de cada sector (calculados previamente en alternativa 1) en m^3/s , C_w es el coeficiente de descarga el cual se utilizará un valor de 1.84 para vertederos transversales de pared delgada, L es la longitud del aliviadero en metro (m) y h es la altura del vertedero en metros (m) (ITA, 2012)

DIMENSIONAMIENTO ALIVIADEROS				
Aliviadero	Q pico (m^3/s)	Coef. de Descarga (C_w)	h (m)	L (m)
A1	27.67	1.8	0.35	74.24
A2	18.41	1.8	0.35	49.45
A3	43.96	1.8	0.35	117.95
A4	7.44	1.8	0.35	19.96

Tabla 18. Dimensionamiento de Aliviaderos para cada uno de los tanques de tormentas. (Elaboración propia)

7.4.1.4 Comprobación en tiempo de lluvia.

El Gráfico 15 muestra los resultados del caudal antes (hidrograma en color rojo) y después (hidrograma color azul) de la introducción del tanque de tormentas S1 a la red de saneamiento para el sector 1. El área resultante entre la intersección de los dos hidrogramas muestra el caudal que es retenido en el tanque de tormentas. La misma metodología se ha aplicado a los tanques S2, S3 y S4 con un tiempo de simulación de 6 horas.

- Tanque S1

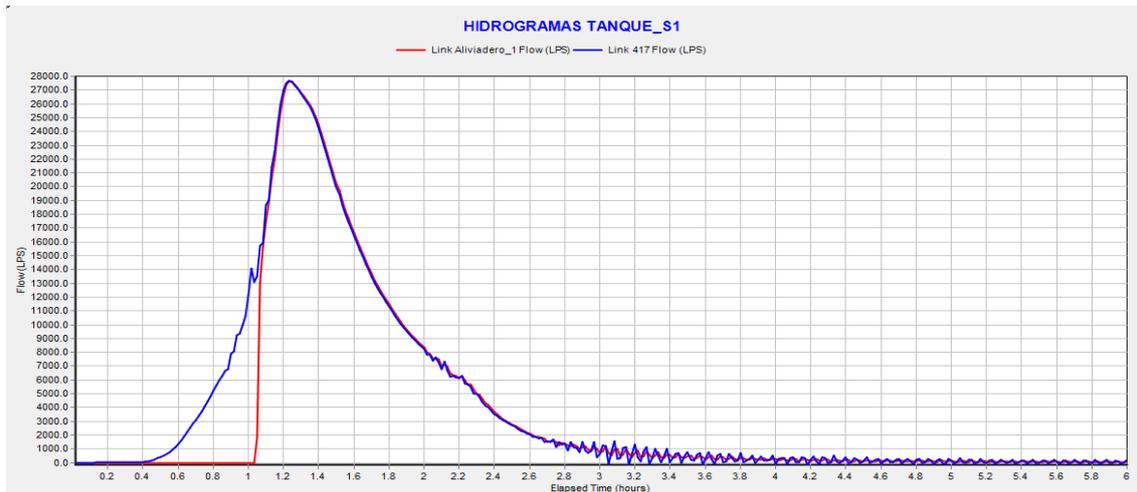


Gráfico 15. Hidrograma de caudal de entrada y salida del Tanque S1. (SWMM 5.1)

- Tanque S2

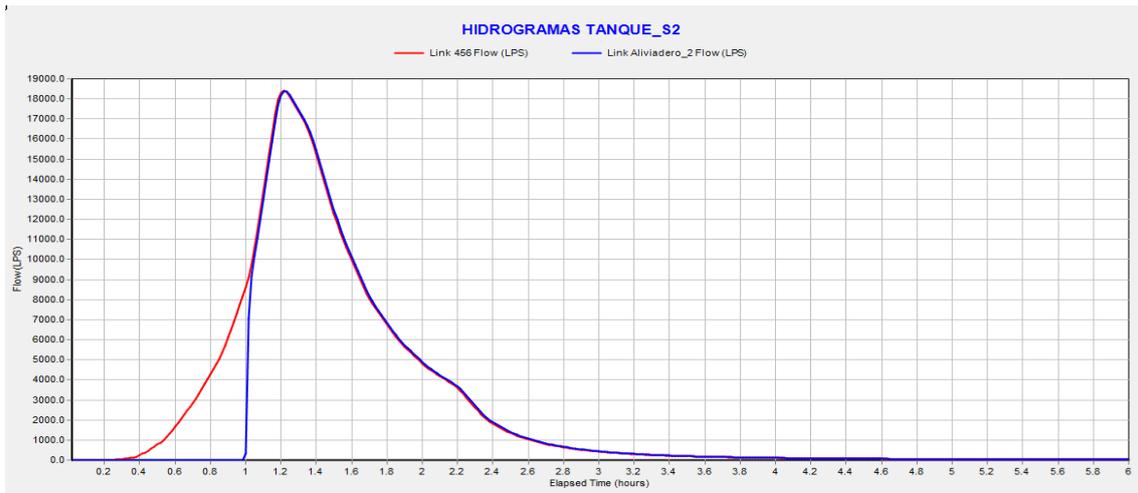


Gráfico 16. Hidrograma de entrada y salida del Tanque S2. (SWMM 5.1)

- Tanque S3

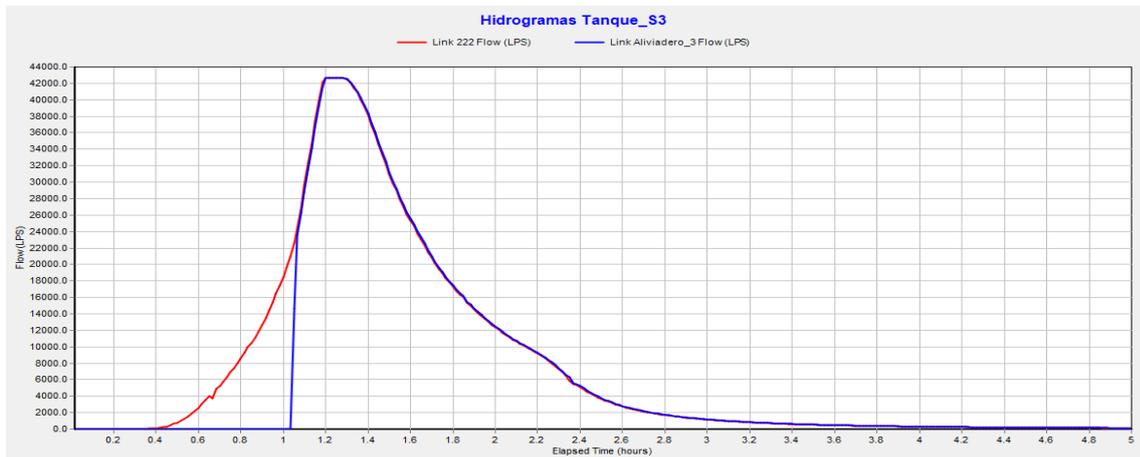


Gráfico 17. Hidrograma de entrada y salida del Tanque S3. (SWMM 5.1)

- Tanque S4

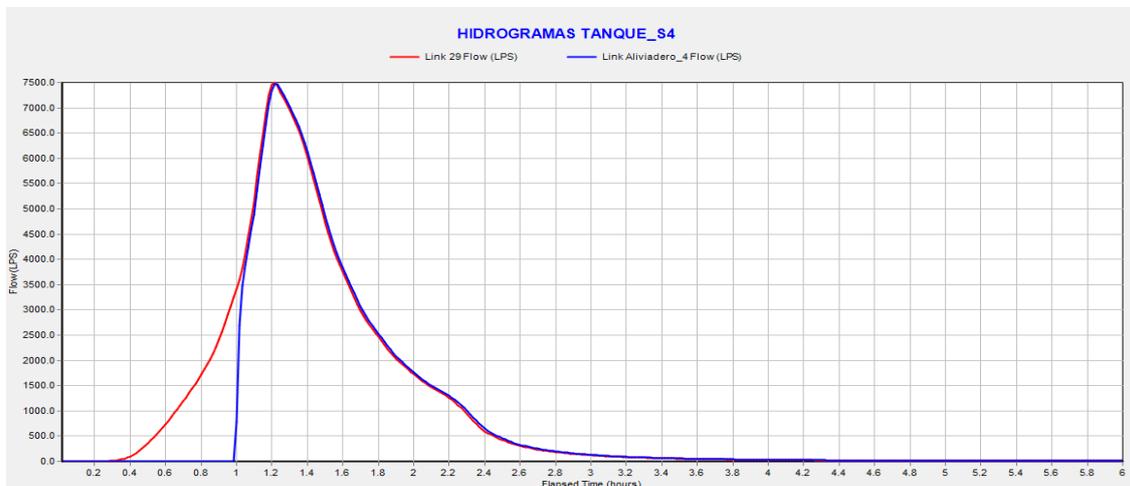


Gráfico 18. Hidrograma de entrada y salida del Tanque S4. (SWMM 5.1)

Nótese que los caudales pico aliviados coinciden con los determinados para cada sector. Esto es completamente lógico puesto que los tanques dimensionados no son tanques de laminación sino tanques de control de la contaminación. El escenario de diseño de las redes de colectores supone un período de retorno de 20 años, lo cual genera un chaparrón de diseño que da lugar a un volumen de esorrentía muy por encima del volumen adoptado para los tanques. Dicho volumen para los tanques es no obstante el que garantiza que, en promedio, el 85% de los eventos que se produzcan, no verterán hacia aguas abajo y podrán ser controlados para su posterior tratamiento.

7.5 Conclusión.

En el presente capítulo se desarrolló el planteamiento de diseño de cada una de las dos alternativas de mejoras para la situación futura de la red unitaria de alcantarillado sanitario con un periodo de retorno de 20 años para la red de colectores y con criterios ambientales para los tanques de tormenta.

En la primer alternativa se diseñó un gran colector principal utilizando el software HEC-RAS con tuberías rectangulares de concreto de ancho entre 2.5 – 4.5 metros y una altura promedio de 3.5 metros, con una capacidad para transportar un caudal de 108.45 m³/s. Además se diseñaron los colectores secundarios en el software SWMM 5.1 con tuberías circulares de PVC entre 0.4 y 2.5 metros de diámetro verificando su funcionamiento tanto en tiempo seco como en tiempo de lluvia.

En la segunda alternativa se diseñaron además 4 tanques de tormenta para los cuatro sectores en los que fue distribuida la red de alcantarillado con una capacidad entre 2800 – 16800 m³. Con dichos tanques de tormenta se pretende retener los contaminantes de la primera esorrentía de lluvia con el objetivo de depurar las aguas antes de ser vertidas a la EDAR y de esta forma evitar la problemática ambiental que actualmente afecta a la ciudad.

Dada la situación ambiental en la que actualmente se encuentra la ciudad de Peña Blanca, se propone que la segunda alternativa es la solución factible para poder cumplir con las dos necesidades de la ciudad que son el diseño general de la red de colectores y el de lograr el control de la contaminación por medio de los tanques de tormenta y de esta manera lograr mejorar la calidad de vida de la población.

7.6 Bibliografía.

- Andrés D., Ignacio (2015). DEPÓSITOS DE RETENCION. Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Máster en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Curso Académico 2014-2015.
- Gaspari, F. J., Senisterra, G. E., & Marlats, R. M. (2007). Relación precipitación-escorrentía y número de curva bajo diferentes condiciones de uso del suelo. Cuenca modal del sistema serrano de La Ventana, Argentina.
- ITA. (2012). Instituto Tecnológico del Agua, Universitat Politècnica de Valencia.
- Marco, J. (2015). LA SECCION TIPO EN EL SANEAMIENTO.
- SANAA. (2003). *Normas de Diseño para Alcantarillado Sanitario, Alcantarillado Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales.*
- Tabora Maldonado, E. J. (2013). *Plan Director de Saneamiento de la Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán, Copán, Honduras, C.A.* Valencia.

8. Valoración Económica de Red de Saneamiento Futura (2035)

8.1 Introducción.

El presente capítulo tiene como objetivo principal el detalle económico para cada una de las propuestas de alternativas de mejoras realizadas a la red de saneamiento para el año 2035 de la ciudad de Peña Blanca, Cortés.

La realización de la valoración económica para ambas propuestas del sistema de alcantarillado unitario ha sido desarrollada bajo la siguiente metodología:

- a) Determinación de ancho de zanja para cada uno de los diámetros de tuberías según las normas técnicas del SANAA.
- b) Determinación de la altura de compactación con material del sitio.
- c) Cálculo de los volúmenes de obra para el colector principal y colectores secundarios de la red de saneamiento.
- d) Cálculo de precios totales involucrados en cada una de las actividades de las dos propuestas de alternativas.
- e) Cálculo de precios totales para cada uno de los tanques de tormentas.

8.2 Valoración económica del diseño de la red con un único colector principal.

En la primera alternativa se detallarán las siguientes actividades para cada uno de los 4 sectores y el colector principal:

- Demolición y colación de pavimento asfáltico (únicamente para el tramo de colector principal).
- Suministro, instalación y prueba hidrostática de tuberías.
- Excavación de terreno para zanjas de tuberías y pozos.
- Relleno y compactado con material del sitio.
- Construcción de pozos de registro incluyendo prueba de filtración e infiltración.

8.2.1 Unidades de Obra

1- *Demolición y colocación de pavimento asfáltico (m²).*

Esta actividad será realizada únicamente para el tramo de colector principal, ya que es un pavimento existente y se debe retirar para poder hacer su respectivo zanjeado. Luego de la demolición se realizará la colocación del nuevo pavimento asfáltico. Esta actividad

incluye la compra y colocación de la mezcla de concreto para el acabado superficial de la calle principal de la ciudad, con un espesor de 0.20 metros.

2- Excavación de zanjas (m^3).

Actividad que depende directamente del diámetro de tubería a instalar y ancho de zanja. Por seguridad el material producto de la excavación deberá colocarse a un mínimo de 0.60 metros de la orilla del zanja y a 10 metros para su posterior acarreo. (Tabora Maldonado, 2013) El Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados de Honduras (SANAA) en su normativa establece diferentes rangos de excavaciones prácticas de zanjas para cada uno de los tipos de diámetros los cuales se presentan en la Tabla 19:

Diámetro de Tubería en pulgadas	Ancho de zanjas con respecto a la profundidad del pozo				
	Hasta 1.75 m	1.76m-2.75m	2.76m-3.75m	3.76m-4.75m	4.76m-6.25m
4,6 y 8	60	65	70	75	80
10	70	70	70	75	80
12	90	75	75	75	80
15	110	90	90	90	90
18	120	110	110	110	110
21	135	120	120	120	120
24	140	135	135	135	135
27	155	140	140	140	140
30	-	155	155	155	155
36	-	175	175	175	175
42	-	190	190	190	190
45	-	210	210	210	210
60	-	245	245	245	245
72	-	-	280	280	280
84	-	-	320	320	320
96	-	-	-	360	360

Tabla 19. Excavaciones prácticas para distintos diámetros de tuberías. (SANAA, 2003)

3- Suministro, instalación y prueba hidrostática de tuberías (m)

Actividad que incluye el costo de tubo PVC y pegamento para el acople en uniones, la mano de obra para la colocación, costo de material y mano de obra para el encamado de arena así como la realización de la prueba hidrostática.

4- Pozos de registro (unidad)

Actividad que consiste en la excavación, aterrado, acarreo de desperdicios y construcción de un pozo de inspección compuesto por una losa de fondo de 0.10 metros de espesor, paredes de ladrillo rafón rústico, cono de reducción, tapadera y casquete de concreto reforzado. Las paredes de los pozos de registro serán repelladas exteriormente y afinadas interiormente.

Esta actividad incluye la prueba de filtración e infiltración. Cada pozo de registro será construido según las dimensiones indicadas en los planos. (Tabora Maldonado, 2013)

5- Compactación con material existente (m³).

Una vez colocada la tubería y compactado el área de protección de la misma se procederá a la compactación con material existente con el fin de evitar rupturas de las de las tuberías por sobrepresiones en la superficie. El material selecto será humedecido sin formar lodo y compactado en capas con un espesor de 0.10 metros por medio de apisonadores manuales comenzando desde el centro del relleno hasta los extremos de las zanjas manteniendo traslapes continuos en los sitios apisonados. (Tabora Maldonado, 2013)

8.2.2 Valoración del colector principal y colectores secundarios.

Para realizar una estimación del valor total a la primera propuesta de alternativas de la red de saneamiento futura fue necesario en primera instancia obtener las cantidades de metros lineales de tubería, la cantidad de pozos de registro que serán construidos, la cantidad de metros cúbicos de excavación promedio para tuberías y pozos de registro y además la obtención de los precios unitarios de cada material y mano de obra que actualmente se utilizan en el mercado Hondureño de la construcción. El presupuesto muestra el coste de ejecución para cada uno de los sectores como también del colector principal, presentando un valor global para la primera propuesta.

PRESUPUESTO ALCANTARILLADO SANITARIO (2035) CIUDAD DE PEÑA BLANCA, CORTÉS, HONDURAS					
ACTIVIDADES - RED COLECTOR PRINCIPAL					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
A001	Demolición y restitución con losa asfáltica de espesor de 20 centímetros	m ²	346.3	L1,400.00	L484,834.00
A002	Excavación de terreno	m ³	16222.6	L212.00	L3,439,191.65
A003	Suministro, instalación de tuberías de hormigón prefabricado	mL	1731.6	L700.00	L1,212,085.00
A004	Pozos de registro incluye prueba de filtración e infiltración.	unidad	25.00	L30,000.00	L750,000.00
A005	Relleno y compactado con material del sitio.	m ³	6483.1	L80.00	L518,649.12
Total Lempiras					L6,404,759.77
Total Euros					€ 249,018.65

Tabla 20. Presupuesto Red Colector Principal. (Elaboración propia)

PRESUPUESTO ALCANTARILLADO SANITARIO (2035) CIUDAD DE PEÑA BLANCA, CORTÉS, HONDURAS					
ACTIVIDADES - RED COLECTORES "SECTOR 1"					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
B002	Excavación de terreno	m ³	64054.2	L212.00	L13,579,493.36
B003	Suministro, instalación y prueba hidrostática de tuberías.	mL	12906.4	L1,500.00	L19,359,630.00
B004	Pozos de registro incluye prueba de filtración e infiltración.	unidad	224.0	L30,000.00	L6,720,000.00
B005	Relleno y compactado con material del sitio.	m ³	29059.7	L80.00	L2,324,774.11
Total Lempiras					L41,983,897.48
Total Euros					€ 1,632,344.38

Tabla 21. Presupuesto Red Colectores Sector 1. (Elaboración propia)

PRESUPUESTO ALCANTARILLADO SANITARIO (2035) CIUDAD DE PEÑA BLANCA, CORTÉS, HONDURAS					
ACTIVIDADES - RED COLECTORES "SECTOR 2"					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
C002	Excavación de terreno	m ³	29024.2	L212.00	L6,153,130.58
C003	Suministro, instalación y prueba hidrostática de tuberías.	mL	5003.9	L1,500.00	L7,505,850.00
C004	Pozos de incluye prueba de filtración e infiltración.	unidad	105.0	L30,000.00	L3,150,000.00
C005	Relleno y compactado con material del sitio.	m ³	11147.3	L80.00	L891,783.02
Total Lempiras					L17,700,763.60
Total Euros					€ 688,210.09

Tabla 22. Red Colectores Sector 2. (Elaboración propia)

PRESUPUESTO ALCANTARILLADO SANITARIO (2035) CIUDAD DE PEÑA BLANCA, CORTÉS, HONDURAS					
ACTIVIDADES - RED COLECTORES "SECTOR 3"					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
D002	Excavación de terreno	m ³	68866.3	L212.00	L14,599,646.58
D003	Suministro, instalación y prueba hidrostática de tuberías.	mL	14404.9	L1,500.00	L21,607,365.00
D004	Pozos de registro incluye prueba de filtración e infiltración.	unidad	294.0	L30,000.00	L8,820,000.00
D005	Relleno y compactado con material del sitio.	m ³	32618.5	L80.00	L2,609,477.76
Total Lempiras					L47,636,489.34
Total Euros					€ 1,852,118.56

Tabla 23. Presupuesto Red Colectores Sector 3. (Elaboración propia)

PRESUPUESTO ALCANTARILLADO SANITARIO (2035) CIUDAD DE PEÑA BLANCA, CORTÉS, HONDURAS					
ACTIVIDADES - RED COLECTORES "SECTOR 4"					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
E002	Excavación de terreno	m ³	12265.3	L212.00	L2,600,238.15
E003	Suministro, instalación y prueba hidrostática de tuberías.	mL	2693.7	L1,500.00	L4,040,520.00
E004	Pozos de registro incluye prueba de filtración e infiltración.	unidad	51.0	L30,000.00	L1,530,000.00
E005	Relleno y compactado con material del sitio.	m ³	6107.3	L80.00	L488,581.25
Total Lempiras					L8,659,339.40
Total Euros					€ 336,677.27

Tabla 24. Presupuesto Red Colectores Sector 4. (Elaboración propia)

Se concluye que para la primera propuesta de alternativa de la red de saneamiento para la situación futura año 2035 se estima un total de **L.122, 385,249.59** equivalente a **4, 758,368.96** € del coste para su ejecución.

8.3 Valoración económica del diseño de la red con tanques de tormenta.

8.3.1 Tanques de Tormenta.

El coste económico de los tanques de tormenta para cada uno de los sectores de la red de saneamiento se ha realizado en base a una comparación de precios en €/m³ que actualmente son utilizados en el mercado de la construcción en España según se detalla en la tabla 25.

Comparación de precios de construcción de tanques de tormentas en España			
Volumen tanque	Precio (€/m ³)	Precio (L/m ³)	Vaciado
13000	370	9516	Gravedad
12280	630	16204	Bombeo

Tabla 25. Comparación de precios de construcción de tanques de tormenta.

El valor promedio escogido para realizar la estimación de la segunda propuesta de alternativas de la red de saneamiento futura para la ciudad de Peña Blanca es de 370 €/m³ debido a que el vaciado del sistema es por gravedad. (Guadalquivir, 2012)

Conociendo la capacidad de retención de cada tanque en metros cúbicos y el precio unitario se ha realizado el cálculo para la obtención del coste de la segunda propuesta de alternativa a la red de saneamiento futura 2035.

PRESUPUESTO TANQUES DE TORMENTA			
TANQUE	VOLUMEN (m³)	PRECIO (Lps)	PRECIO (Euros)
TANQUE-S1	10500	L99,922,200.00	3,885,000.00 €
TANQUE-S2	7206	L68,575,178.40	2,666,220.00 €
TANQUE-S3	16800	L159,875,520.00	6,216,000.00 €
TANQUE-S4	2820	L26,836,248.00	1,043,400.00 €
PRECIO TOTAL		L355,209,146.40	13,810,620.00 €

Tabla 26. Presupuesto Tanques de Tormenta. (Elaboración propia)

Para la segunda propuesta de alternativas de la red de saneamiento para la situación futura 2035 se estima un total de **L. 477, 594,396.00** equivalente a **18, 568,988.96 €** del coste para su ejecución.

8.4 Conclusiones.

La red de saneamiento para la situación futura 2035 ha sido presentada a través de dos propuestas de alternativas con el objetivo principal de mejorar la calidad de vida de la población de la ciudad de Peña Blanca. Ambos diseños se han desarrollado cumpliendo con los requerimientos de velocidad, pendiente y profundidad propuestos por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados de Honduras (SANAA)

Dicho lo anterior, la primer propuesta consta del diseño de un solo colector principal encargado de transportar todas las aguas pluviales y residuales hasta una planta de tratamiento EDAR estimándose un costo total de ejecución de **L.122, 385,249.59** equivalente a **4, 758,368.96 €**.

La segunda propuesta es el diseño de la red de saneamiento incluyendo en el sistema tanques de tormenta con el que se pretende dar a conocer un nuevo enfoque en la construcción de urbanizaciones de bajo impacto en las que incluya el saneamiento de aguas lluvias de la ciudad utilizando técnicas para minimizar la escorrentía y el tratamiento local de la contaminación. Para esta propuesta se estima un costo total de **L. L. 477, 594,396.00** equivalente a **18, 568,988.96 €** del coste para su ejecución.

Por lo antes mencionado se define que la propuesta que se plantea como la más factible en cuanto al cumplimiento de las necesidades de la ciudad es la alternativa número dos. Por qué dicha propuesta plantea lograr, a parte del diseño general de la red de colectores, el control de la contaminación a través de los tanques de tormenta. Aunque su costo de ejecución es elevado en comparación con la primera propuesta, su principal ventaja es que ayuda a

prevenir la contaminación ambiental, ya que al estar cerca de la zona del Lago de Yojoa, se pretende, en la medida de lo posible, preservar la riqueza natural de sus alrededores como se aprecia en la Figura 46, sitio ubicado dentro la ciudad de Peña Blanca.



Figura 46. Reserva Natural Los Naranjos.

8.5 Bibliografía.

SANAA. (2003). *Normas de Diseño para Alcantarillado Sanitario, Alcantarillado Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales.*

Tabora Maldonado, E. J. (2013). *Plan Director de Saneamiento de la Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán, Copán, Honduras, C.A.*

9. ANEXOS

9.1 Resultados de error de continuidad del cálculo hidráulico para cada uno de los sectores de la propuesta 1.

- Sector 1: Continuidad de cálculo hidráulico para 10 segundos.

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.019	0.193
Wet Weather Inflow	8.717	87.172
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	8.716	87.163
Internal Outflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Seepage Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.021	0.208
Continuity Error (%)	-0.007	

- Sector 2: Continuidad de cálculo hidráulico para 10 segundos.

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.008	0.080
Wet Weather Inflow	5.817	58.174
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	5.822	58.217
Internal Outflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Seepage Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.004	0.044
Continuity Error (%)	-0.014	

- Sector 3: Continuidad de cálculo hidráulico para 3 segundos.

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.029	0.290
Wet Weather Inflow	13.575	135.750
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	13.592	135.917
Internal Outflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Seepage Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.015	0.147
Continuity Error (%)	-0.018	

- Sector 4: Continuidad de cálculo hidráulico para 10 segundos.

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.005	0.048
Wet Weather Inflow	2.174	21.738
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	2.175	21.747
Internal Outflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Seepage Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.004	0.036
Continuity Error (%)	0.011	

9.2 Resultados de error de continuidad del cálculo hidráulico para cada uno de los sectores de la propuesta 2 con tanques de tormenta.

- Sector 1: Continuidad de cálculo hidráulico para 3 segundos:

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.026	0.259
Wet Weather Inflow	8.782	87.822
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	7.726	77.257
Internal Outflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Seepage Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	1.086	10.859
Continuity Error (%)	-0.039	

- Sector 2: Continuidad de cálculo hidráulico para 3 segundos:

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.008	0.080
Wet Weather Inflow	5.817	58.173
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	5.094	50.937
Internal Outflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Seepage Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.733	7.327
Continuity Error (%)	-0.019	

- Sector 3: Continuidad de cálculo hidráulico para 3 segundos:

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.029	0.290
Wet Weather Inflow	13.575	135.750
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	11.856	118.560
Internal Outflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Seepage Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	1.705	17.053
Continuity Error (%)	-0.013	

- Sector 4: Continuidad de cálculo hidráulico para 3 segundos:

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.006	0.064
Wet Weather Inflow	2.182	21.824
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.901	19.007
Internal Outflow	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Seepage Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.291	2.910
Continuity Error (%)	-0.129	

9.3 Listado componentes del modelo matemático SWMM 5.1 de la red unitaria de alcantarillado sanitario de Peña Blanca, Cortés.

9.3.1 Pozos

TABLA DE POZOS SECTOR 1						
ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15158	389878.7	1654822.82	104.2	109.8	5.6	0.5
15175	390382.08	1655108.99	108.6	111.1	2.5	0.1
15176	390358.16	1655116.39	108.5	110.8	2.4	0.5
15179	390357.41	1654129.98	127.9	130.2	2.3	0.2
15184	390358.72	1654277.14	125.9	127.6	1.7	0.01
15190	390182.28	1654352.4	123.9	125.9	2.0	0.09
15195	390045.15	1654469.81	122.2	124.5	2.3	0.02
15197	390017.23	1654569.71	118.5	123.1	4.5	0.03
15198	390035.17	1654590.03	117.9	122.8	4.9	0.03
15199	389748.64	1654520.36	121.0	122.8	1.8	0.02
15200	389760.82	1654544.7	120.6	122.4	1.8	0.03
15208	390143.23	1654311.6	124.1	126.9	2.8	0.4
15210	390006.46	1654428.32	121.9	125.0	3.1	0.06
15221	390054.63	1654611.37	117.2	122.6	5.4	0.08
15228	390084.7	1654510.81	121.8	124.1	2.3	0.05
15229	390468.18	1655105.74	109.6	112.0	2.4	0.02
15230	390439.65	1655095.86	109.4	111.6	2.1	0.02
15232	390394.11	1654171.83	127.3	129.0	1.7	0.01
15244	390397.53	1654318	125.2	127.5	2.3	0.3
15249	390000.65	1654658.15	115.4	120.7	5.2	0.02
15250	389977.83	1654679.35	114.8	119.9	5.1	0.04
15259	390222.3	1654394	123.4	125.4	2.0	0.11
15281	390028.75	1654633.28	116.5	121.8	5.3	0.32
15282	390519.89	1655059.46	118.8	121.6	2.9	0.13
15296	390526.12	1654209.26	127.6	129.4	1.8	0.02
15297	390499.66	1654231.75	127.1	129.0	1.9	0.02
15300	390334.76	1654103.31	128.1	130.4	2.3	0.02
15332	389909.84	1654844.49	104.4	108.7	4.3	0.03
15334	390492.43	1654163.14	127.8	129.6	1.8	0.03
15335	390463.7	1654188.22	127.6	129.3	1.7	0.27
15344	389788.86	1654571.16	120.3	122.1	1.8	0.53
15351	390469.23	1654257.15	126.7	128.7	2.0	0.05
15360	390537.17	1654700.79	122.0	124.0	2.0	0.06
15363	390592.17	1654996.04	119.3	121.8	2.5	0.02
15364	390562.23	1655023.24	119.2	121.7	2.5	0.03

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15365	390439.07	1654284.13	126.1	128.2	2.0	0.06
15366	390367.1	1654344.99	124.7	127.0	2.3	0.03
15368	390562.87	1654814.78	120.0	122.3	2.3	0.04
15369	390532.42	1654842.11	119.1	122.1	3.0	0.03
15370	390630.87	1654892.89	120.2	122.5	2.3	0.03
15371	390600.97	1654921.2	119.7	122.2	2.4	0.23
15374	390260.21	1654435.16	122.9	125.2	2.3	0.02
15375	390229.52	1654463.1	122.4	124.7	2.3	0.03
15383	390431.66	1654214.89	127.1	128.8	1.7	0.04
15389	390507.61	1655120.82	109.8	112.3	2.5	0.04
15393	390490.08	1654878.52	118.3	121.7	3.4	0.05
15395	390306.82	1654071.35	128.3	130.7	2.3	0.01
15396	390156.28	1654525.33	121.2	124.1	3.0	0.27
15397	390123.85	1654552.79	120.6	123.6	3.0	0.68
15398	390117.52	1654483.7	122.3	124.6	2.3	0.02
15402	390329	1654376.32	124.3	126.4	2.0	0.02
15403	390297.04	1654404.68	123.5	125.8	2.3	0.05
15404	390636.11	1654751.13	121.7	123.6	1.9	0.16
15405	390603.75	1654779.25	120.8	122.5	1.7	0.52
15407	390494.04	1654736.78	121.1	123.1	2.0	0.04
15409	390189.49	1654421.78	123.2	125.2	2.0	0.02
15414	390049.77	1654541.45	121.3	123.6	2.3	0.04
15420	390528.75	1654775.75	120.4	123.2	2.8	0.03
15421	390495.96	1654804.29	119.9	122.6	2.8	0.02
15427	390284.55	1654265.89	125.2	127.2	2.0	0.1
15428	390251.34	1654294.2	124.7	126.7	2.0	0.02
15437	389956.35	1654773.07	110.2	114.9	4.7	1.33
15438	389918.67	1654795.51	106.7	112.9	6.2	1.89
15446	390738.8	1654868.47	119.7	122.3	2.5	0.03
15447	390706.01	1654898.18	119.6	122.2	2.5	0.83
15454	390216.68	1654323.97	124.2	126.2	2.0	0.05
15459	390088.91	1654582.5	119.8	123.1	3.3	0.04
15460	390778.42	1654765.86	122.5	124.5	2.0	0.04
15461	390744.29	1654794.91	121.5	123.3	1.8	0.24
15470	390813.09	1654804.22	121.2	123.6	2.3	0.02
15471	390778.8	1654833.64	119.9	122.4	2.6	0.01
15476	389740.44	1654475.91	121.5	123.3	1.8	0.02
15480	389828.1	1654593.8	119.9	121.7	1.8	0.38
15483	390603.17	1654711.59	121.5	124.3	2.8	0.02
15484	390568.56	1654741	121.0	123.6	2.6	0.42
15491	390674.82	1654649.98	123.2	125.5	2.4	0.05
15492	390639.89	1654679.19	122.1	125.0	2.9	0.06



ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15498	390359.66	1654201.84	126.5	128.5	2.0	0.07
15501	390319.18	1654235.7	125.8	127.8	2.0	0.02
15504	390396.73	1654244.93	126.6	128.3	1.7	0.02
15505	389991.75	1654893.6	104.9	109.2	4.2	0.03
15506	389952.38	1654869.68	104.7	109.0	4.3	0.02
15521	390665.53	1654932.04	119.5	122.1	2.6	0.02
15522	390631.4	1654963.79	119.4	122.0	2.6	0.02
15541	390318.15	1655091.84	108.2	110.6	2.4	0.02
15544	390603.31	1654642.59	123.5	125.2	1.7	0.02
15545	390567.06	1654672.48	122.9	124.6	1.7	0.06
15558	390743.24	1654726.44	122.7	125.2	2.5	0.02
15559	390708.05	1654757.92	121.5	124.2	2.6	0.02
15562	390137	1654981.29	106.5	109.8	3.2	0.02
15563	390096.32	1654957.1	105.8	109.6	3.8	0.03
15565	390111.26	1654276.68	125.0	126.8	1.8	0.02
15583	390380.43	1654975.32	116.3	118.1	1.8	0.03
15584	390344.02	1655006.01	114.8	117.2	2.3	0.03
15585	390153.51	1654452.47	122.6	124.9	2.3	0.03
15615	390276.5	1655066.76	107.9	110.5	2.5	0.06
15625	390034.75	1654714.14	112.9	117.5	4.6	0.03
15626	389997.62	1654745.98	111.1	117.4	6.3	0.03
15628	390417.23	1654943.05	118.2	121.4	3.2	0.39
15634	390077.61	1654240.7	125.5	127.3	1.8	0.08
15638	390865.21	1654688.86	125.1	126.9	1.8	0.05
15639	390828.43	1654721.67	124.0	125.9	1.9	0.03
15640	390668.73	1654861.32	120.8	122.6	1.8	0.02
15655	390669.99	1654790.21	121.1	122.8	1.6	0.02
15662	390398.06	1654478.4	123.8	125.8	2.0	0.08
15663	390431.27	1654515.84	123.7	125.7	2.0	0.02
15666	390179.22	1654669.71	115.0	120.5	5.5	0.04
15667	390212.62	1654707.08	115.5	120.6	5.1	0.02
15670	390251.84	1654606.25	120.7	122.7	2.0	0.05
15671	390284.59	1654644.28	119.2	121.4	2.2	0.07
15681	390640.62	1654608.72	124.2	125.9	1.7	0.22
15682	389933.78	1654654.9	118.9	120.7	1.8	0.02
15686	390312.13	1654966.76	113.5	116.0	2.5	0.04
15691	390180	1655008.4	107.3	110.1	2.7	0.02
15692	390392.24	1654620.02	120.3	122.3	2.0	0.04
15693	390426.04	1654658.02	121.8	123.8	2.0	0.05
15697	390607.68	1654569.72	124.4	126.1	1.7	1.28
15699	390353.81	1654723.11	120.7	122.7	2.0	0.85
15700	390387.41	1654761.56	120.2	122.2	2.0	0.02

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15701	389872.76	1654618.71	119.5	121.3	1.8	0.21
15703	390486.66	1655020.52	118.6	121.6	3.0	0.05
15704	390597.53	1654853.99	120.3	122.2	1.9	0.04
15705	390558.83	1654957.15	119.3	121.9	2.6	0.11
15706	390504.92	1654452.95	125.2	126.9	1.7	0.07
15707	390537.86	1654492.24	124.9	126.6	1.7	0.04
15708	390465.33	1654555.85	123.4	125.4	2.0	0.03
15709	390499.46	1654594.13	123.1	125.1	2.0	0.03
15711	390242.3	1654890.03	110.2	114.5	4.3	0.04
15712	390276.94	1654927.86	111.9	115.1	3.2	1.32
15720	390382.52	1654903.25	117.8	121.2	3.5	0.07
15721	390348.44	1654864.52	117.6	121.1	3.4	0.09
15722	390455.79	1654839.57	118.9	122.3	3.4	0.08
15723	390421.55	1654800.98	119.5	121.7	2.2	0.03
15727	390524.7	1654918.26	119.1	121.7	2.6	0.03
15728	390470.79	1654414.05	125.3	127.0	1.7	0.03
15729	390280.09	1654786.45	116.5	120.8	4.3	0.06
15730	390314.85	1654824.8	117.5	120.9	3.4	0.04
15738	390704.32	1654829.12	121.1	123.0	1.9	0.05
15740	390452.67	1654981.26	118.3	121.5	3.2	0.05
15741	390572.49	1654531.02	124.7	126.4	1.7	0.04
15742	390709.63	1654686.75	123.1	125.3	2.2	0.02
15743	390247.02	1654746.1	116.0	120.7	4.7	0.03
15746	390358.17	1654580.66	121.4	123.4	2.0	0.03
15747	390460.5	1654697.05	121.3	123.3	2.0	0.04
15750	390534.25	1654632.89	122.9	124.9	2.0	0.04
15751	390323.98	1654541.24	122.6	124.6	2.0	0.04
15756	390319.48	1654683.19	119.0	121.0	2.0	0.05
15763	390369.05	1654422.06	123.5	127.2	3.7	0.02
15764	390330.45	1654458.07	122.9	126.5	3.7	0.05
15766	390461.23	1654765.88	120.5	122.5	2.0	0.04
15769	390899.34	1654728.02	124.5	126.2	1.7	0.05
15770	390859.65	1654763.74	122.8	125.1	2.3	0.04
15773	390217.1	1655032.32	107.6	110.4	2.7	0.04
15778	390681.38	1654572.85	124.7	126.4	1.7	0.09
15779	390458.11	1654907.3	117.7	121.6	3.9	0.03
15784	390559.89	1655104.31	110.1	112.6	2.5	0.03
15785	390038.63	1654922.29	105.2	109.4	4.2	0.03
15797	389922.6	1654339.25	124.1	125.9	1.8	0.03
15798	389961.54	1654379.26	123.7	125.5	1.8	0.06
15803	389730.92	1654420.61	122.3	124.1	1.8	0.22
15808	389987.2	1654276.52	125.2	127.0	1.8	0.11

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15809	390026.23	1654317.79	124.8	126.6	1.8	0.03
15811	390113.54	1654411.72	123.4	125.4	2.0	0.06
15812	389977.82	1654528.3	119.9	123.5	3.6	0.04
15813	389938.53	1654486.09	120.8	124.0	3.1	0.05
15814	390650.67	1654531.05	125.0	126.7	1.7	0.17
15815	390073.85	1654369.39	123.0	125.9	2.9	0.02
15816	390754.08	1654649.18	124.0	126.1	2.2	0.14
15822	390285.2	1654497.75	122.5	125.8	3.3	0.04
15829	390837.96	1654643.62	125.3	127.1	1.8	0.09
15830	390791.65	1654683.84	124.1	126.2	2.2	0.05
15836	390620.51	1654489.25	125.4	127.1	1.7	0.04
15839	390621.69	1655086.53	110.8	113.1	2.3	0.48
15840	390235.99	1654539.19	117.7	125.0	7.3	0.03
15844	390685.41	1655072.98	111.1	113.4	2.3	0.13
15848	390554.09	1654407.42	126.0	127.7	1.7	0.05
15851	390520.64	1654369.11	126.2	127.9	1.7	0.39
15859	389891.06	1654436.19	122.7	124.5	1.8	0.4
15862	390590.07	1654446.37	125.8	127.5	1.7	1
15863	390806.21	1654602.61	125.3	127.1	1.8	0.02
15865	390755.77	1655072.02	111.5	113.8	2.3	0.14
15872	390776.21	1654559.81	125.4	127.2	1.8	0.4
15873	390720.75	1654608.28	124.2	126.2	2.0	0.02
15877	389838.35	1654379.26	123.3	125.1	1.8	0.29
15882	390431.09	1654369.17	124.0	128.2	4.2	0.11
15884	390561.94	1654254.12	125.3	130.2	4.9	0.13
15886	390711.26	1654478.4	125.7	127.5	1.8	0.05
15888	390175.43	1654593.06	116.7	123.2	6.5	0.04
15889	390097.9	1654661.85	113.7	118.7	5.0	0.03
15890	390652.82	1654390.63	126.5	128.3	1.8	0.03
15891	390746.79	1654516.63	125.5	127.3	1.8	0.25
15893	390685.07	1654432.1	126.1	127.9	1.8	0.04
15894	390289.37	1654336.07	124.5	126.5	2.0	0.06
15895	390622.71	1654347.61	126.8	128.6	1.8	0.03
15896	390500.02	1654307.76	124.8	129.4	4.5	0.03
15899	390592.61	1654306.03	127.0	128.8	1.8	0.07
15906	390215.45	1654911.97	109.0	113.2	4.2	0.16
15907	390256.54	1654168.65	126.2	128.0	1.8	0.02
15908	390279.75	1654194.88	126.2	129.2	3.0	0.06
15910	389900.97	1654593.34	120.5	122.3	1.8	0.08
15911	390423.61	1654147.13	127.7	129.4	1.7	0.03
15912	390387.63	1654103.53	128.3	130.6	2.2	0.03
15914	390183.25	1654222.1	125.5	127.3	1.8	0.07

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15915	390211.17	1654253.14	125.1	128.4	3.3	0.02
15916	390081.37	1654439.16	122.8	125.1	2.3	0.03
15918	390012.79	1654497.26	121.8	124.1	2.3	0.04
15919	390456.21	1654120.04	128.0	129.8	1.8	0.03
15920	390247.2	1654222.82	125.7	129.0	3.3	0.02
15921	389971.64	1654458.06	121.3	124.5	3.1	0.02
15924	390149.11	1654381	123.7	125.7	2.0	0.05
15925	390109.89	1654340.14	123.6	126.6	3.0	0.03
15926	390040.99	1654398.56	122.5	125.5	3.0	0.05
15927	390177.99	1654282.04	124.6	127.7	3.0	0.04
15928	390325.21	1654305.65	125.4	127.1	1.7	0.02
15929	390323.14	1654157.79	127.0	129.7	2.7	0.03
15931	390421.5	1654074.11	128.9	130.9	2.0	0.02
15933	390222.41	1654132.4	126.4	128.2	1.8	0.03
15934	390174.65	1654948.01	107.6	110.8	3.1	0.04
15935	390137.76	1654626.48	114.2	119.8	5.6	0.01
15936	390349.79	1654933.31	115.9	117.7	1.8	0.04
15938	390280.84	1654855.64	114.3	116.1	1.8	0.05
15939	390147	1654183.47	126.0	127.8	1.8	0.02
15941	390316.98	1654892.29	115.4	117.2	1.8	0.12
15942	389947.54	1654554.45	121.2	123.0	1.8	0.03

TABLA DE POZOS SECTOR 2						
ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15129	389605.24	1655580.64	77.3	80.8	3.6	0.02
15130	389608.15	1655597.62	75.1	80.1	5.0	0.01
15140	389243.57	1655791.49	68.9	70.7	1.8	0.17
15141	389263.1	1655790.22	68.6	70.4	1.8	0.03
15147	389704.97	1655512.22	83.7	85.5	1.8	0.53
15148	389705.29	1655532.92	82.8	85.0	2.2	0.33
15168	389903.36	1655637.32	77.5	81.5	4.0	0.11
15169	389879.39	1655637.64	77.1	81.1	4.0	0.44
15188	389979.64	1655392.81	90.3	92.8	2.5	0.02
15189	389989.14	1655417.06	90.1	92.3	2.2	0.17
15192	389272.03	1655665.48	73.8	75.6	1.8	0.57
15193	389269.96	1655691.94	72.9	74.7	1.8	0.51
15194	389600.28	1655554.12	78.3	81.9	3.5	0.02
15207	389449.59	1655676.32	69.8	72.6	2.8	0.02

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15213	390016.81	1655568.69	82.2	88.3	6.1	0.02
15214	389989.4	1655575.84	81.5	87.1	5.6	0.02
15217	389706.71	1655626.94	78.7	80.5	1.8	0.25
15218	389678.69	1655631.9	77.9	79.7	1.8	0.12
15219	389961.72	1655583.01	80.5	85.8	5.2	0.27
15233	389340.42	1655914.98	49.3	52.6	3.3	0.03
15251	389644.45	1655637.01	77.8	79.6	1.8	0.03
15252	389613.49	1655640.55	74.7	78.6	3.9	0.03
15253	389933.94	1655631.27	77.8	82.3	4.6	0.09
15254	389909.74	1655786.81	74.7	76.5	1.8	0.06
15255	389879.3	1655793.78	74.0	75.8	1.8	0.41
15256	389421.05	1655609.8	77.2	79.0	1.8	0.15
15257	389451.54	1655616.97	77.4	79.2	1.8	0.04
15261	389874.44	1655486.88	81.1	84.6	3.6	0.03
15262	389875.71	1655519.26	79.8	83.7	3.9	0.14
15267	389394.59	1655590.69	76.9	78.7	1.8	0.02
15268	389930.74	1655477.56	86.4	88.2	1.8	0.03
15269	389934.1	1655510.04	85.5	87.3	1.8	0.03
15270	390048.57	1655559.83	87.3	89.3	2.0	0.21
15274	389580.27	1655642.25	72.0	77.8	5.8	0.02
15292	389551.92	1655549.02	78.6	81.2	2.6	0.44
15293	389556.31	1655583.35	78.3	80.4	2.1	0.02
15298	389434.26	1655734.95	66.2	70.9	4.7	0.03
15299	389438.17	1655769.53	65.9	68.7	2.8	0.02
15301	389946.8	1655542.67	85.1	86.9	1.8	0.03
15316	389965.88	1655359.37	90.6	93.5	2.8	0.09
15330	389645.62	1655592.04	75.4	81.4	6.0	0.14
15331	389877.19	1655556.94	79.0	82.7	3.7	0.11
15337	389517.46	1655875.03	58.3	60.1	1.8	0.03
15343	389466.12	1655965.43	54.3	56.1	1.8	0.05
15347	389455.96	1655889.44	54.7	59.6	5.0	0.1
15348	389394.53	1655903.99	51.9	55.1	3.2	0.03
15357	389519.43	1655632.8	77.6	79.4	1.8	0.2
15358	389558.23	1655642.93	77.8	79.6	1.8	0.06
15367	389975.7	1655621.27	80.0	84.2	4.2	0.03
15376	389932.32	1655276.53	91.7	97.3	5.6	0.03
15377	389947.77	1655315.07	91.3	95.1	3.8	0.03
15384	389879.24	1655679.42	75.4	79.4	4.1	0.03
15391	390032.21	1655520.88	88.3	90.1	1.8	0.03
15392	389641.54	1655544.25	80.3	83.0	2.7	0.05
15400	390023.48	1655839.29	73.9	75.7	1.8	0.03
15401	389981.78	1655848.4	73.3	75.1	1.8	0.03



ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15415	389383.5	1655693.65	76.5	78.3	1.8	0.06
15441	389921.45	1655861.36	72.2	74.0	1.8	0.05
15442	389878.85	1655871.94	71.3	73.1	1.8	0.05
15457	389587.28	1655692.06	71.6	75.4	3.8	0.05
15458	389593.13	1655736.42	69.9	73.1	3.2	0.03
15464	389362.16	1655988.01	46.0	47.8	1.8	0.02
15494	389811.91	1655887.03	69.5	71.3	1.8	0.04
15495	389767.34	1655896.91	67.2	69.0	1.8	0.02
15515	389562.51	1655864.12	61.1	62.9	1.8	0.02
15516	389369.71	1655629.84	76.8	78.6	1.8	0.02
15519	389925.64	1655431.4	88.2	90.0	1.8	0.03
15525	389266.63	1655738.45	69.9	71.7	1.8	0.04
15526	389756.69	1655701.64	73.7	77.5	3.7	0.04
15527	389710.97	1655711.17	71.2	76.4	5.2	0.02
15547	389619.56	1655930.95	61.2	63.0	1.8	0.02
15548	389573.55	1655940.58	59.6	61.4	1.8	0.03
15549	389420.16	1655975.52	50.6	52.4	1.8	0.02
15587	389526.96	1655950.79	57.8	59.6	1.8	0.03
15609	389720.18	1655907.67	64.9	66.7	1.8	0.03
15610	389673.01	1655918.25	63.1	64.9	1.8	0.04
15635	389505.75	1655788.27	66.5	68.3	1.8	0.03
15636	389511.89	1655837.17	66.2	68.0	1.8	0.02
15649	389873.17	1655437.35	82.1	86.2	4.2	0.09
15659	390024.3	1655609.95	84.8	86.6	1.8	0.02
15677	389456.11	1655566.91	78.5	80.3	1.8	0.03
15695	390012.93	1655473.67	89.3	91.1	1.8	0.06
15753	389710.7	1655829.72	68.5	70.3	1.8	0.08
15754	389659.69	1655840.94	65.9	67.7	1.8	0.07
15759	389608.68	1655853.21	63.5	65.3	1.8	0.03
15767	389762.69	1655818.34	71.1	72.9	1.8	0.05
15771	389348.05	1655667.99	76.3	78.1	1.8	0.02
15772	389336.4	1655720.11	74.2	76.0	1.8	0.03
15794	389543.43	1655494.13	79.1	81.7	2.6	0.06
15799	390027.42	1655761.84	76.9	78.7	1.8	0.02
15800	389972.81	1655773.48	75.9	77.7	1.8	0.04
15801	389811.51	1655690.85	74.8	78.6	3.8	0.67
15817	389653.18	1655724.08	70.8	73.6	2.9	0.02
15818	389704.46	1655585.2	75.9	82.8	6.9	0.08
15819	389447.75	1655830.68	60.5	62.3	1.8	0.03
15820	389456.73	1655507.25	78.9	80.7	1.8	0.02
15831	389338.44	1655783.35	67.8	69.6	1.8	0.06
15832	389339.43	1655844.87	62.8	64.6	1.8	0.06

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15838	389500.69	1655756.93	66.5	70.6	4.2	0.06
15843	389423.16	1655666.89	70.3	76.3	6.1	0.02
15861	389811.56	1655808.96	72.7	74.5	1.8	0.73
15870	389710.59	1655756.55	72.3	74.1	1.8	0.04
15874	389811.83	1655735.07	75.2	77.0	1.8	0.47
15909	389604.17	1655817.55	65.2	67.0	1.8	0.01
15932	389598.09	1655771.51	68.4	70.2	1.8	0.03

TABLA DE POZOS SECTOR 3						
ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15133	389155.95	1655392.25	76.5	82.4	5.9	0.8
15134	389167.2	1655406.02	75.0	81.8	6.8	0.13
15138	388765.01	1654842.18	100.0	104.1	4.1	0.04
15146	388509.25	1654890.31	101.2	103.0	1.8	0.08
15152	389020.99	1655295.79	80.4	83.9	3.6	0.02
15153	389039.06	1655282.77	80.2	83.9	3.7	0.04
15162	388888.01	1654828.71	98.8	103.6	4.8	0.36
15163	388911.51	1654828.93	98.6	103.6	5.0	0.11
15171	389254.3	1654993.9	97.5	101.5	4.0	0.05
15172	389243.81	1655015.96	95.8	100.1	4.2	0.19
15201	389305.9	1655005.62	98.6	100.4	1.8	0.02
15202	389293.98	1655030.14	97.3	99.1	1.8	0.61
15222	388935.64	1654845.44	98.4	103.2	4.8	0.03
15226	388854.76	1654780.25	103.1	106.7	3.7	0.03
15227	388841.58	1654807.13	102.0	105.6	3.5	0.03
15231	388993.85	1655282.29	80.6	85.4	4.8	0.02
15234	388750.82	1654871.39	100.5	102.3	1.8	0.05
15235	388737.27	1654898.7	99.3	101.1	1.8	0.02
15239	388808.98	1654756.17	106.2	107.4	1.2	1.19
15240	389077.97	1655322.7	79.3	83.2	3.9	0.86
15241	389100.55	1655343.25	79.0	83.0	4.0	0.03
15245	388494.54	1654853.47	103.5	105.2	1.7	0.2
15246	388525.23	1654856.56	102.3	104.9	2.6	0.02
15247	388433.29	1654815.1	104.5	106.3	1.8	0.02
15248	388418.66	1654842.51	103.8	105.5	1.7	0.27
15263	388719.29	1654818.84	100.3	104.7	4.4	0.18
15265	389228.15	1655045.59	91.4	97.4	6.0	0.16
15271	389212.44	1655075.1	88.1	93.8	5.8	0.02
15272	388197.2	1654559.34	114.9	116.6	1.7	0.45



ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15276	388827.51	1654837.4	99.2	103.7	4.5	0.02
15279	389054.26	1655415.03	81.7	83.5	1.8	0.33
15280	389086.81	1655407.67	81.3	83.1	1.8	0.33
15286	389184.14	1654817.94	106.7	108.5	1.8	0.03
15287	389214.41	1654833.82	106.1	107.9	1.8	0.03
15289	389361.84	1655017.89	96.8	98.6	1.8	0.02
15290	389346.47	1655048.56	95.6	97.4	1.8	0.03
15307	389180.02	1655439.06	73.5	80.5	6.9	0.04
15308	389026.63	1654551.62	111.2	113.0	1.8	0.68
15309	389012.24	1654584.01	110.3	112.1	1.8	0.84
15310	388722.62	1654931.13	98.0	99.8	1.8	0.21
15311	388268.11	1654594.9	113.4	115.4	2.0	0.3
15312	388300.39	1654610.44	112.9	114.9	2.0	0.07
15314	389190.4	1654934.97	100.9	104.0	3.2	0.04
15315	389223.14	1654950.19	100.6	103.7	3.2	0.03
15317	389191.5	1655639.64	65.3	74.7	9.4	0.02
15318	389269.2	1654960.87	99.4	103.2	3.8	0.02
15322	388728.56	1654838.31	100.5	104.6	4.1	0.12
15323	388493.69	1654923.54	100.1	101.9	1.8	0.05
15324	388960.67	1655266.26	82.6	86.4	3.8	0.04
15328	388874.47	1654856.87	101.6	103.4	1.8	0.22
15329	388857.96	1654890.52	100.2	102.0	1.8	0.03
15333	388456.12	1654849.18	103.7	105.4	1.7	0.03
15338	389253.29	1655388.09	81.8	83.6	1.8	0.02
15339	389216.45	1655398.18	75.9	82.8	6.9	0.02
15340	389273.91	1655067.77	93.5	95.3	1.8	0.03
15341	389255.96	1655101.51	90.4	92.2	1.8	0.56
15349	389093.51	1654884.27	102.2	104.5	2.3	0.13
15350	389128.58	1654902.28	101.9	104.3	2.5	0.12
15356	389057.4	1655247.18	83.2	85.0	1.8	0.02
15361	388248.5	1654744.85	108.8	110.5	1.7	0.04
15362	388276.23	1654774.27	107.5	109.2	1.7	0.48
15381	389415.55	1655032.72	96.7	98.5	1.8	0.06
15382	389394.95	1655068.96	94.8	96.6	1.8	0.05
15385	389073.12	1654923.14	97.0	102.3	5.3	0.02
15386	389109.9	1654943.25	96.7	102.1	5.4	0.02
15387	389288.8	1654923.75	101.5	104.6	3.0	0.02
15399	388451.49	1654776.57	105.8	107.6	1.8	0.03
15406	389145.59	1654967.01	95.4	101.2	5.7	0.03
15410	388662.57	1654467.48	115.1	117.7	2.6	0.03
15411	388643.31	1654506	114.0	116.7	2.8	0.02
15412	389321.92	1655091.74	92.5	94.3	1.8	0.01

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15413	389302.04	1655129.98	89.4	91.2	1.8	0.02
15417	388898.02	1654693.09	106.3	110.3	3.9	0.02
15418	388879.21	1654732.04	104.9	108.9	4.0	0.03
15419	388319.83	1654571.59	113.2	116.0	2.7	0.02
15424	388724.39	1655040.83	93.9	95.7	1.8	0.02
15425	388704.7	1655079.73	93.1	94.9	1.8	0.02
15429	388850.93	1654669.81	108.6	111.2	2.6	0.03
15430	388831.58	1654708.96	107.5	109.5	2.0	0.05
15431	388805.02	1654646.93	108.5	111.9	3.4	0.03
15432	388785.6	1654686.07	107.0	110.1	3.1	0.02
15435	388322.8	1654804.11	106.0	107.7	1.7	0.02
15436	388360.68	1654826.13	104.9	106.6	1.7	0.05
15444	388714.89	1654711.69	105.5	108.6	3.1	0.46
15445	388694.95	1654751.15	103.9	107.0	3.1	0.06
15451	389319.91	1655206.78	86.4	88.2	1.8	0.16
15452	389297.69	1655245.21	84.7	86.5	1.8	0.1
15462	389258.1	1654746.24	108.1	109.9	1.8	0.04
15463	389238.17	1654786.54	107.2	109.0	1.8	0.02
15465	389343.21	1655273.78	84.1	85.9	1.8	0.1
15466	389319.78	1655312.28	83.5	85.3	1.8	0.02
15467	389168.53	1654923.18	101.3	104.2	2.9	0.04
15468	388758.19	1654623.76	109.3	112.6	3.2	0.02
15469	388738.21	1654664.25	107.7	110.7	3.0	0.02
15472	388515.78	1654994	97.8	99.6	1.8	0.02
15473	388495.37	1655034.33	95.4	98.8	3.5	0.05
15474	388708.5	1654490.96	114.4	116.6	2.3	0.05
15475	388688.39	1654531.44	113.0	115.8	2.8	0.07
15477	388927.57	1654984.1	95.7	97.5	1.8	0.03
15478	388907.48	1655024.6	94.6	96.4	1.8	0.01
15479	389364.89	1655234.03	85.7	87.5	1.8	0.02
15481	388562.09	1655017.02	96.6	98.4	1.8	0.02
15482	388541.89	1655057.66	93.7	97.6	4.0	0.02
15485	388470.97	1654735.51	107.1	108.9	1.8	0.07
15486	388414.23	1654617.1	111.8	113.6	1.8	0.02
15487	388392.72	1654657.2	108.9	112.4	3.5	0.03
15489	388459.53	1654641.02	110.6	112.4	1.8	0.02
15490	388438.91	1654681.61	108.2	111.1	2.9	0.02
15493	388227.05	1654575.21	114.1	116.1	2.0	0.03
15496	388955.02	1655160.85	86.7	88.5	1.8	0.02
15497	388934.62	1655201.7	86.2	88.0	1.8	0.09
15499	389044.27	1655156.55	82.7	89.2	6.4	0.02
15500	389021.3	1655196.18	81.4	86.5	5.2	0.03



ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15502	388506.38	1654663.61	109.3	111.1	1.8	0.03
15503	388485.47	1654704.62	107.7	109.9	2.2	0.02
15507	388755.21	1654514.32	113.8	115.6	1.8	0.02
15508	388734.57	1654555.6	113.2	115.0	1.8	0.1
15509	388914.15	1655243.08	83.4	87.6	4.2	0.05
15510	388814.35	1654977.3	96.4	98.2	1.8	0.06
15511	388793.79	1655018.71	94.7	96.5	1.8	0.03
15512	389090.83	1655184.28	85.6	87.4	1.8	0.05
15513	389069.6	1655225.43	80.9	85.6	4.7	0.01
15517	388974.68	1655007.71	96.1	97.9	1.8	0.05
15518	388953.51	1655049.02	91.7	93.5	1.8	0.03
15520	388825.53	1654605.07	110.2	113.0	2.8	0.07
15523	388976.19	1654769.46	105.5	107.3	1.8	0.03
15524	388955.54	1654811.26	103.9	105.5	1.6	0.01
15528	388677.82	1655017.28	95.2	97.0	1.8	0.04
15529	388657.34	1655059.36	94.2	96.0	1.8	0.14
15530	389290.03	1655360.11	82.7	84.5	1.8	0.12
15531	389250.33	1655335.33	78.7	84.3	5.7	0.2
15532	388864.31	1655112.57	90.7	92.5	1.8	0.02
15533	388842.54	1655154.08	90.0	91.8	1.8	0.01
15534	389308.38	1654881.15	104.2	106.0	1.8	0.31
15535	389228.01	1654730.7	108.2	110.0	1.8	0.02
15536	389207.17	1654772.7	107.4	109.2	1.8	0.02
15537	389229.32	1655150.16	87.3	89.1	1.8	0.15
15538	389206.51	1655191.16	85.6	87.4	1.8	0.06
15539	388909.4	1655135.69	89.9	91.7	1.8	0.03
15540	388888.85	1655177.89	88.8	90.6	1.8	0.02
15542	388882.51	1654958.89	96.2	98.0	1.8	0.02
15543	388861.78	1655001.04	94.2	96.0	1.8	0.02
15546	388740.36	1654776.83	103.2	106.1	2.8	0.03
15550	388867.64	1655219.91	85.3	89.6	4.3	0.06
15551	388894.85	1654583.91	111.3	112.7	1.3	0.1
15552	388873.85	1654626.09	109.9	112.0	2.1	0.06
15553	388681.47	1654835.93	100.9	104.6	3.8	0.09
15554	389276.09	1655177.25	86.7	88.5	1.8	0.02
15555	389251.93	1655217.78	85.2	87.0	1.8	0.02
15556	388367.87	1654591.63	113.2	115.0	1.8	0.91
15557	388346.15	1654633.53	111.7	113.7	2.0	0.01
15560	388471.33	1654965.16	99.1	100.9	1.8	0.05
15561	388745.64	1654998.6	95.3	97.1	1.8	0.04
15564	388835.52	1654934.97	98.3	100.1	1.8	0.13
15567	388601.02	1654707.49	105.6	108.8	3.2	0.03

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15568	388578.87	1654749.34	105.1	107.4	2.3	0.04
15569	388218.44	1654708.23	110.4	112.1	1.7	0.6
15570	389020.56	1655031.25	95.0	96.8	1.8	0.01
15571	388999.06	1655073.58	92.9	94.7	1.8	0.04
15572	388839.3	1655043.85	92.0	93.8	1.8	0.07
15573	388818.05	1655086.34	91.5	93.3	1.8	0.03
15574	388609.97	1655038.72	95.4	97.2	1.8	0.02
15575	388588.24	1655081	92.7	96.4	3.8	0.02
15576	388647.4	1654729.76	106.1	107.9	1.8	0.02
15577	388625.7	1654772.09	101.5	106.3	4.7	0.02
15578	388553.47	1654684.25	108.2	110.0	1.8	0.08
15579	388532.83	1654727.11	106.3	108.6	2.3	0.02
15580	389545.29	1655017.76	101.5	103.3	1.8	0.03
15581	389521.12	1655058.74	99.1	100.9	1.8	0.02
15582	388931.23	1655093.42	90.7	92.5	1.8	0.02
15586	388668.92	1654687.22	107.8	109.6	1.8	0.05
15588	388919.89	1654650.7	108.2	110.9	2.7	0.02
15589	388643.75	1654620.59	108.4	112.2	3.8	0.02
15590	388621.62	1654663.07	106.1	110.6	4.5	0.12
15591	389044.44	1654749.36	106.5	108.3	1.8	0.02
15592	389023.02	1654792.21	104.6	106.4	1.8	0.03
15594	388700.13	1654973.47	96.5	98.3	1.8	0.02
15595	388572.99	1654852.2	102.0	104.8	2.8	0.02
15596	389001.84	1654835.34	103.5	106.5	3.0	0.02
15597	388820.97	1655197.05	85.7	91.0	5.3	0.91
15598	388712	1654600.58	111.4	113.2	1.8	1.22
15599	388690.71	1654643.73	109.5	111.3	1.8	0.02
15600	389411.81	1655257.77	85.7	87.5	1.8	0.1
15601	389388.63	1655300.04	84.3	86.1	1.8	0.02
15602	388796.51	1655129.47	90.9	92.7	1.8	0.02
15604	388987.72	1654629.33	109.9	111.7	1.8	0.03
15605	388966.55	1654672.72	109.0	110.8	1.8	0.03
15606	389190.73	1654880.31	104.9	106.7	1.8	0.02
15607	389091.01	1654772.43	106.6	108.4	1.8	0.05
15608	389069.59	1654815.76	104.5	106.3	1.8	0.02
15612	388886.05	1655068.05	93.7	95.5	1.8	0.02
15613	388388.72	1654548.87	114.5	116.3	1.8	0.05
15616	389093.64	1655067.61	90.2	96.2	6.0	0.02
15617	389070.66	1655110.46	86.5	93.0	6.5	0.03
15618	388665.48	1654577.08	110.9	113.9	3.1	0.06
15619	388761.53	1654732.9	104.9	108.0	3.1	0.04
15620	388978	1655117.57	88.4	90.2	1.8	0.02

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15621	389137.79	1654795.93	106.7	108.5	1.8	0.02
15622	389115.89	1654839.57	104.8	106.6	1.8	0.02
15623	388767.6	1654954.95	97.2	99.0	1.8	0.03
15624	389047.62	1654859.42	102.6	104.7	2.0	0.03
15627	388941.43	1654606.78	109.9	111.7	1.8	0.02
15629	389140.42	1655093.64	90.4	92.2	1.8	0.09
15630	389116.61	1655136.5	88.0	89.8	1.8	0.07
15631	388771.48	1655062.79	92.8	94.6	1.8	0.06
15632	388750.2	1655106.98	91.8	93.6	1.8	0.02
15633	388727.62	1655150.69	89.0	92.9	3.9	0.02
15637	388575.53	1654640.18	109.7	111.5	1.8	0.03
15641	389417.1	1655142.05	92.3	94.1	1.8	0.03
15642	389391.85	1655184.44	88.5	90.3	1.8	0.02
15643	389137.82	1655210.74	81.2	86.7	5.5	0.03
15644	389115.55	1655254.82	80.4	85.1	4.7	0.02
15646	388944.33	1654716.9	107.7	109.5	1.8	0.02
15647	388187.12	1654669.92	111.8	113.5	1.7	0.02
15648	388631.78	1654994.26	96.4	98.2	1.8	1.08
15650	389186.6	1655120.69	85.1	90.6	5.5	0.02
15651	389161.65	1655163.56	82.1	88.4	6.3	0.04
15652	388847.75	1654560.62	111.9	113.7	1.8	1
15653	389228.5	1655263	84.0	85.8	1.8	0.07
15654	389204.82	1655306.76	79.2	84.8	5.7	0.02
15657	389346.35	1655157.92	89.0	90.8	1.8	0.04
15658	388634.75	1655103.86	91.1	95.2	4.1	0.02
15661	388672.78	1654795.95	100.8	105.2	4.5	0.01
15664	388774.3	1655174.34	88.5	92.0	3.4	0.45
15665	389275.46	1655290.12	83.6	85.4	1.8	0.04
15668	388950.32	1654939.38	98.2	100.0	1.8	0.07
15669	388904.52	1654913.8	98.7	100.5	1.8	0.08
15672	389116.31	1655022.83	92.8	98.5	5.6	0.04
15674	389160.79	1655282.6	79.8	85.0	5.2	0.26
15678	389488.87	1655120.55	96.0	97.8	1.8	0.85
15679	389463.74	1655164.21	93.2	95.0	1.8	0.05
15680	388435.4	1654571.39	113.3	115.1	1.8	0.06
15685	388528.96	1654618.38	110.8	112.6	1.8	0.07
15687	388984.1	1655221.28	85.2	87.0	1.8	0.08
15688	388996.76	1654961.96	98.3	100.1	1.8	0.06
15689	389043.01	1654985.67	96.9	98.7	1.8	0.04
15690	388481.76	1654595.31	112.0	113.8	1.8	0.04
15694	388584.95	1654971.51	97.6	99.4	1.8	0.14
15696	389183.85	1655236.87	84.2	86.0	1.8	0.05



ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15698	389166.33	1655049.65	93.6	95.4	1.8	0.03
15702	388619.6	1654554.38	112.2	114.9	2.6	0.03
15710	388538.91	1654948.23	98.9	100.7	1.8	0.04
15713	388630.27	1654839.1	101.6	104.8	3.1	0.04
15715	388448.54	1655011.15	95.9	100.1	4.2	0.84
15716	388355.67	1654965.85	100.7	102.5	1.8	0.05
15718	388681.74	1655127.35	90.6	94.0	3.4	0.04
15719	388909.04	1654789.18	104.7	106.5	1.8	0.02
15724	388216.75	1654895.39	104.3	106.1	1.8	0.03
15725	388262.73	1654918.87	103.1	104.9	1.8	0.07
15731	389358.63	1655356.31	83.1	84.9	1.8	0.03
15732	389309.32	1655372.2	82.5	84.3	1.8	0.04
15733	389522.63	1654828.48	108.6	110.4	1.8	0.04
15734	389500.12	1654875.15	104.8	106.6	1.8	0.03
15736	388980.52	1654872.87	97.8	102.5	4.7	0.04
15737	389026.03	1654897.74	97.4	102.5	5.0	0.06
15739	389436.27	1655212	88.3	90.1	1.8	0.07
15748	388309.36	1654942.35	101.9	103.7	1.8	0.04
15752	388991.22	1654739.82	106.6	108.4	1.8	0.04
15757	388343.74	1654525.06	114.0	117.2	3.2	0.01
15758	389442.9	1655096.41	95.4	97.2	1.8	0.04
15760	388401.44	1654987.81	99.5	101.3	1.8	0.05
15761	388240.06	1654848.18	105.2	107.0	1.8	0.02
15765	389369.81	1655115.59	91.9	93.7	1.8	0.05
15776	389572.28	1654970.93	104.9	106.7	1.8	0.48
15786	389551.71	1654897.97	105.9	107.7	1.8	0.73
15787	389524.59	1654945.93	103.9	105.7	1.8	0.74
15788	389579.02	1654850.1	109.3	111.1	1.8	0.03
15791	388264.67	1654798.44	106.7	108.5	1.8	0.03
15792	389495.82	1654997.52	100.9	102.7	1.8	0.02
15793	389468.91	1655046.08	98.0	99.8	1.8	0.32
15805	389599.85	1654921.85	106.6	108.4	1.8	0.15
15807	389474.32	1654925.75	102.0	103.8	1.8	0.07
15833	389119.13	1654716.43	108.2	110.0	1.8	0.02
15834	389187.13	1655501.52	71.0	78.2	7.2	0.03
15835	389073.09	1654692.6	108.7	110.5	1.8	0.05
15849	388156.44	1654866.1	105.9	107.7	1.8	0.06
15852	389190.44	1655572.43	68.0	75.9	7.9	0.04
15854	389442.57	1654983.63	99.3	101.1	1.8	0.04
15856	389034.51	1655360.1	81.4	83.2	1.8	0.15
15864	389104.21	1654629.89	110.1	111.9	1.8	0.04
15866	389150.25	1654653.14	110.2	112.0	1.8	0.05

ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15875	389199.61	1654982.07	99.8	101.6	1.8	0.89
15876	388979.39	1655433.03	82.5	84.3	1.8	0.03
15900	388801.51	1654537.08	112.9	114.7	1.8	0.04
15901	388932.38	1655383.65	82.7	84.5	1.8	0.19
15902	389001.03	1655186.25	86.0	87.8	1.8	0.03
15905	388908.87	1654557.28	112.1	113.9	1.8	0.03
15913	388361.52	1654487.77	114.4	118.2	3.8	0.02
15917	389033.36	1655090.43	92.4	94.2	1.8	0.02
15922	388692.99	1654405.92	116.9	118.7	1.8	0.02
15923	388673.31	1654444.65	115.8	118.1	2.3	0.03
15930	389076.83	1655001.76	97.0	98.8	1.8	0.04
15937	388931.62	1654510.98	113.4	115.2	1.8	0.02
15940	388955.7	1654463.62	114.7	116.5	1.8	0.13

TABLA DE POZOS SECTOR 4						
ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15160	388930.87	1655927.06	56.6	60.2	3.7	0.02
15161	388952.4	1655936.41	56.2	59.5	3.2	0.13
15164	388733.48	1655834.55	71.0	74.7	3.7	0.08
15165	388745.34	1655855.07	67.2	73.0	5.8	0.01
15166	389125.84	1655984.58	52.7	56.2	3.5	0.01
15167	389145.58	1655971.45	52.4	55.7	3.3	0.18
15181	389101.26	1655990.63	53.6	56.7	3.1	0.03
15186	388366.21	1656193.71	64.5	66.5	2.0	0.83
15187	388386.1	1656177.17	64.3	66.3	2.0	0.32
15236	389027.5	1655986.52	54.5	57.6	3.0	0.26
15237	389057.56	1655991.61	54.2	57.3	3.2	0.57
15258	388899.41	1655926.53	57.0	61.0	4.0	0.15
15260	388759.15	1655883.83	66.0	68.9	2.8	0.17
15275	388869.02	1655940.15	58.8	61.5	2.7	0.04
15277	388316.47	1656245.04	65.3	67.1	1.8	0.3
15278	388339.75	1656220.7	64.9	66.6	1.7	0.03
15291	388980.48	1655956.3	55.3	58.6	3.4	0.1
15302	388533.61	1655899.74	76.4	78.2	1.8	0.03
15303	388566.84	1655888.52	76.1	77.8	1.7	0.02
15305	388628.31	1656104.49	63.1	65.3	2.2	0.05
15306	388660.38	1656089.82	62.5	64.7	2.2	0.06
15321	388698.63	1655845.89	72.8	76.3	3.5	0.11
15346	388661.67	1655857.83	73.2	76.9	3.7	0.02



ID Pozo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Fondo (m)	Cota Trapa (m)	Profundidad (m)	Caudal Residual (l/s)
15379	388679.19	1655912.54	68.9	70.7	1.8	0.05
15380	388718.49	1655898.65	67.8	69.6	1.8	0.5
15439	388456.04	1655895.73	73.9	75.7	1.8	0.06
15440	388476.99	1655934.26	71.3	73.1	1.8	0.06
15443	388695.27	1656062.75	62.1	64.3	2.2	0.05
15488	389172.42	1655934.68	51.4	54.7	3.3	0.02
15514	388611.08	1655874.76	75.3	77.6	2.2	0.02
15660	388501.2	1655977.9	70.9	72.7	1.8	0.86
15673	388783.11	1655927.96	64.3	66.5	2.2	0.04
15735	388630.18	1655929.48	69.4	71.2	1.8	0.03
15744	388338.83	1655987.86	73.2	75.0	1.8	0.11
15745	388363.1	1656033.91	72.6	74.4	1.8	0.04
15777	388313.16	1655940.24	73.9	75.7	1.8	0.02
15780	388439.91	1656164.36	63.8	66.0	2.2	0.18
15781	388492.74	1656151.78	63.5	65.7	2.2	0.04
15796	388808.09	1655977.65	60.3	63.0	2.7	0.02
15841	388533.97	1656039.45	66.7	68.9	2.1	0.05
15842	388593.26	1656014.03	66.4	68.3	1.9	0.03
15845	388562.34	1655954.46	70.4	72.2	1.8	0.05
15850	388654.82	1655987.3	65.7	68.0	2.2	0.05
15855	388556.09	1656128.23	63.3	65.5	2.2	0.04
15858	388751.99	1656017.6	61.2	63.4	2.2	0.04
15860	388720.9	1655957.9	64.6	67.6	2.9	0.08
15868	388435.06	1656004.8	71.5	73.3	1.8	0.02
15869	388467.56	1656065.91	67.1	69.4	2.3	0.08
15880	388395.38	1656096.08	67.5	69.7	2.1	0.03
15897	388274.46	1656068.04	73.2	75.0	1.8	0.03
15898	388306.48	1656130.48	68.4	70.2	1.8	0.03

9.3.2 Conductos.

TABLA DE CONDUCTOS SECTOR 1					
ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
105	15803	15476	56.11	0.01	1.5
106	15476	15199	45.2	0.01	1.5
107	15199	15200	27.21	0.01	1.5
108	15200	15344	38.56	0.01	1.5
109	15344	15480	45.3	0.01	1.5
110	15682	15250	50.39	0.01	1.5
111	15250	15625	66.71	0.01	2.1
218	15480	15701	51.14	0.01	1.5
219	15701	15682	70.94	0.01	1.5
264	15884	15896	81.92	0.01	0.5
265	15896	15882	92.31	0.01	0.5
266	15882	15763	81.53	0.01	0.8
267	15763	15764	52.79	0.01	0.8
268	15764	15822	60.18	0.01	1.1
269	15822	15840	64.33	0.01	1.1
270	15840	15888	81.05	0.01	1.5
271	15889	15625	81.99	0.01	2.5
272	15296	15297	34.73	0.01	0.5
273	15297	15351	39.64	0.01	0.5
274	15351	15365	40.47	0.01	0.5
275	15365	15244	53.6	0.01	2
276	15244	15366	40.67	0.01	0.8
277	15366	15402	49.33	0.01	0.8
278	15402	15403	42.73	0.01	0.8
279	15403	15374	47.81	0.01	0.8
280	15374	15375	41.5	0.01	0.8
281	15375	15396	96.11	0.01	0.8
282	15396	15397	42.5	0.01	0.8
283	15397	15459	45.86	0.01	0.8
284	15459	15221	44.82	0.01	1.1
285	15221	15281	33.9	0.01	1.8
286	15281	15249	37.53	0.01	1.8
287	15249	15250	31.15	0.01	2.1
288	15797	15798	55.83	0.01	0.5
289	15798	15210	66.52	0.01	0.5
290	15228	15414	46.46	0.01	1.1
291	15414	15197	43.1	0.01	1.1
292	15197	15198	27.11	0.01	1.7
293	15198	15221	28.89	0.01	1.7
294	15259	15409	42.99	0.01	0.8

ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
295	15409	15585	47.49	0.01	0.8
296	15585	15398	47.64	0.01	1.1
297	15398	15228	42.58	0.01	1.1
298	15634	15565	49.27	0.01	0.5
299	15565	15208	47.34	0.01	0.8
300	15334	15335	38.14	0.01	0.5
301	15335	15383	41.69	0.01	0.5
302	15383	15504	46.06	0.01	0.5
303	15504	15184	49.82	0.01	0.5
304	15395	15300	42.45	0.01	0.5
305	15300	15179	34.99	0.01	0.5
306	15232	15498	45.68	0.01	0.5
307	15498	15501	52.78	0.01	0.8
308	15501	15427	45.94	0.01	0.8
309	15427	15428	43.64	0.01	0.8
310	15428	15454	45.69	0.01	0.8
311	15454	15190	44.63	0.01	0.8
312	15404	15405	42.87	0.01	0.8
313	15405	15368	54.16	0.01	1
314	15368	15369	40.92	0.01	1
315	15369	15393	55.84	0.01	1.3
316	15282	15703	51.2	0.01	1.3
317	15628	15720	52.81	0.01	1.5
318	15720	15721	51.59	0.01	1.8
319	15747	15700	97.49	0.01	0.8
320	15750	15747	97.76	0.01	0.8
321	15893	15836	86.22	0.01	0.5
322	15886	15814	80.27	0.01	0.5
323	15814	15697	57.83	0.01	0.5
324	15808	15809	56.8	0.01	0.5
325	15809	15815	70.21	0.01	0.5
326	15393	15779	43.02	0.01	1.3
327	15779	15628	54.3	0.01	1.3
328	15681	15544	50.39	0.01	0.5
329	15544	15545	46.99	0.01	0.5
330	15545	15360	41.17	0.01	0.5
331	15360	15407	56.17	0.01	0.8
332	15407	15766	43.86	0.01	0.8
333	15766	15723	52.98	0.01	0.8
334	15667	15666	50.12	0.01	2.3
335	15743	15667	52.02	0.01	2.3
336	15729	15743	52.17	0.01	2.3
337	15730	15729	51.76	0.01	1.8



ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
338	15712	15711	51.29	0.01	1.1
339	15686	15712	52.45	0.01	0.8
340	15872	15873	73.66	0.01	0.5
341	15873	15491	62.04	0.01	0.5
342	15491	15492	45.53	0.01	0.5
343	15492	15483	48.97	0.01	0.8
344	15483	15484	45.42	0.01	0.8
345	15484	15420	52.84	0.01	0.8
346	15420	15421	43.47	0.01	0.8
347	15421	15722	53.47	0.01	0.8
348	15891	15778	86.25	0.01	0.5
349	15778	15681	54.3	0.01	0.5
350	15836	15741	63.65	0.01	0.5
351	15899	15851	95.7	0.01	0.5
352	15851	15728	67.12	0.01	0.5
353	15895	15848	91.03	0.01	0.5
354	15848	15706	67.01	0.01	0.5
355	15890	15862	83.93	0.01	0.5
356	15862	15707	69.5	0.01	0.5
357	15894	15259	88.63	0.01	0.8
358	15877	15859	77.59	0.01	0.5
359	15859	15813	68.88	0.01	0.5
360	15813	15812	57.66	0.01	1.4
361	15812	15197	57.16	0.01	1.6
362	15769	15770	53.39	0.01	0.5
363	15770	15470	61.7	0.01	0.8
364	15638	15639	49.28	0.01	0.5
365	15639	15460	66.73	0.01	0.5
366	15829	15830	61.33	0.01	0.5
367	15830	15558	64.49	0.01	0.5
368	15863	15816	69.89	0.01	0.5
369	15816	15742	58.2	0.01	0.8
370	15558	15559	47.22	0.01	0.6
371	15559	15655	49.9	0.01	0.8
372	15460	15461	44.82	0.01	0.6
373	15461	15738	52.61	0.01	0.6
374	15470	15471	45.18	0.01	0.8
375	15471	15446	53.04	0.01	1
376	15446	15447	44.24	0.01	1
377	15447	15521	52.78	0.01	1
378	15521	15522	46.62	0.01	1
379	15522	15363	50.78	0.01	1
380	15640	15370	49.29	0.01	0.6



ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
381	15370	15371	41.17	0.01	0.8
382	15371	15705	55.39	0.01	1
383	15363	15364	40.44	0.01	1
384	15364	15282	55.73	0.01	1
385	15703	15740	51.92	0.01	1.3
386	15721	15730	52.02	0.01	1.8
387	15740	15628	52.12	0.01	1.5
388	15625	15626	48.91	0.01	2.5
389	15626	15437	49.37	0.01	2.5
390	15437	15438	43.85	0.01	2.5
397	15389	15229	42.21	0.01	0.8
398	15784	15389	54.83	0.01	0.8
399	15865	15844	70.37	0.01	0.5
400	15844	15839	65.14	0.01	0.5
401	15839	15784	64.31	0.01	0.5
402	15229	15230	30.2	0.01	0.8
403	15230	15175	59.05	0.01	0.8
404	15175	15176	25.04	0.01	1.3
405	15176	15541	46.94	0.01	1.3
406	15541	15615	48.62	0.01	1.3
407	15583	15584	47.62	0.01	0.5
408	15615	15773	53.65	0.01	1.3
409	15773	15691	59.13	0.01	1.3
410	15691	15562	50.83	0.01	1.3
411	15562	15563	47.33	0.01	2.4
412	15563	15785	67.37	0.01	2.4
413	15785	15505	54.96	0.01	2.5
414	15505	15506	46.07	0.01	2.5
415	15506	15332	49.44	0.01	2.5
416	15438	15158	48.41	0.01	2.5
417	15158	15159	71	0.01	2.5
418	15332	15158	37.94	0.01	2.5
691	15697	15750	96.86	0.01	0.5
692	15741	15709	96.51	0.01	0.5
693	15709	15693	97.33	0.01	0.8
694	15693	15699	97.23	0.01	0.8
695	15699	15729	97.2	0.01	0.8
696	15700	15730	96.25	0.01	0.8
697	15723	15721	96.86	0.01	1
698	15722	15720	97.08	0.01	1.1
699	15705	15703	96.05	0.01	1
700	15727	15740	95.7	0.01	1.1
701	15655	15704	96.54	0.01	0.8

ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
702	15738	15640	48	0.01	0.6
703	15704	15727	97.13	0.01	0.8
704	15742	15404	97.73	0.01	0.8
705	15707	15708	96.48	0.01	0.5
706	15708	15692	97.26	0.01	0.8
707	15692	15756	96.36	0.01	0.8
708	15756	15743	95.97	0.01	0.8
709	15706	15663	96.85	0.01	0.5
710	15663	15746	97.7	0.01	0.8
711	15746	15671	97.28	0.01	0.8
712	15671	15667	95.51	0.01	1
713	15728	15662	97.11	0.01	0.5
714	15662	15751	97.14	0.01	0.8
715	15751	15670	97.11	0.01	0.8
716	15670	15666	96.44	0.01	0.8
717	15666	15935	59.89	0.01	2.3
718	15888	15935	50.35	0.01	1.8
719	15935	15889	53.29	0.01	2.5
720	15941	15712	53.56	0.01	0.5
721	15936	15686	50.38	0.01	0.5
722	15584	15686	50.58	0.01	0.8
723	15938	15711	51.65	0.01	0.5
724	15906	15934	54.43	0.01	1.8
725	15934	15562	50.25	0.01	1.8
726	15711	15906	34.68	0.01	1.5
727	15184	15928	44.00	0.01	0.5
728	15928	15894	47.01	0.01	0.5
729	15190	15924	43.81	0.01	0.8
730	15924	15811	47.00	0.01	0.8
731	15811	15916	42.28	0.01	0.8
732	15916	15195	47.45	0.01	1.1
733	15195	15918	42.43	0.01	1.1
734	15918	15812	46.75	0.01	1.1
735	15210	15921	45.79	0.01	1.4
736	15921	15813	43.38	0.01	1.4
737	15926	15210	45.59	0.01	1.3
738	15815	15926	43.94	0.01	1.3
739	15925	15815	46.41	0.01	1.3
740	15208	15925	43.89	0.01	1.3
741	15179	15929	44.13	0.01	0.8
742	15929	15908	57.09	0.01	1.2
743	15908	15920	42.89	0.01	1.3
744	15920	15915	47.1	0.01	1.3

ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
745	15915	15927	44	0.01	1.3
746	15927	15208	45.63	0.01	1.3
747	15931	15912	44.86	0.01	0.8
748	15912	15179	40.16	0.01	0.8
749	15919	15911	42.39	0.01	0.5
750	15911	15232	38.48	0.01	0.5
751	15933	15907	49.79	0.01	0.5
752	15907	15908	35.02	0.01	0.5
753	15939	15914	52.97	0.01	0.5
754	15914	15915	41.75	0.01	0.5
755	15942	15910	60.67	0.01	0.7
756	15910	15701	37.94	0.01	0.7

TABLA DE CONDUCTOS SECTOR 2					
ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
76	15367	15253	42.94	0.01	1.5
77	15253	15168	31.17	0.01	1.5
78	15301	15219	43.01	0.01	1.5
79	15659	15367	49.91	0.01	1.5
80	15214	15219	28.6	0.01	1.5
81	15147	15148	20.7	0.01	1.5
82	15148	15392	64.74	0.01	2.1
83	15392	15194	42.42	0.01	1.5
84	15194	15129	26.98	0.01	1.5
85	15293	15358	59.61	0.01	0.5
86	15274	15457	50.31	0.01	0.5
87	15457	15458	44.74	0.01	0.8
88	15818	15330	59.23	0.01	0.8
89	15330	15130	37.88	0.01	1.1
90	15130	15252	43.26	0.01	1.1
91	15252	15274	33.26	0.01	1.5
92	15217	15218	28.45	0.01	2.5
93	15218	15251	34.63	0.01	0.5
94	15251	15252	31.16	0.01	0.5
95	15794	15292	55.55	0.01	0.5
96	15292	15293	34.6	0.01	2
97	15357	15257	69.71	0.01	0.8
98	15358	15357	40.11	0.01	0.8
99	15257	15256	31.32	0.01	0.8
100	15207	15298	60.6	0.01	0.8

ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
101	15298	15299	34.8	0.01	0.8
102	15269	15301	35.02	0.01	0.8
125	15376	15377	41.52	0.01	0.8
126	15377	15316	47.86	0.01	0.8
127	15316	15188	36.16	0.01	1.1
128	15188	15189	26.04	0.01	1.8
129	15695	15391	51	0.01	1.8
130	15391	15270	42.24	0.01	2.1
131	15270	15213	32.97	0.01	0.5
132	15213	15214	28.32	0.01	0.5
133	15129	15130	17.23	0.01	1.1
134	15256	15267	32.64	0.01	1.1
135	15677	15257	50.27	0.01	1.7
136	15820	15677	59.66	0.01	1.7
141	15458	15838	94.69	0.01	0.8
142	15838	15299	63.77	0.01	0.8
239	15168	15169	23.97	0.01	1.1
437	15267	15516	46.39	0.01	1.1
438	15516	15771	65.03	0.01	0.5
439	15843	15207	28.06	0.01	0.8
440	15169	15384	41.78	0.01	0.5
441	15384	15801	68.69	0.01	0.5
442	15801	15526	55.87	0.01	0.5
443	15526	15527	46.7	0.01	0.5
444	15527	15817	59.21	0.01	0.5
445	15817	15458	61.31	0.01	0.5
446	15189	15695	61.4	0.01	0.5
447	15519	15268	46.45	0.01	0.8
448	15649	15261	49.55	0.01	0.8
449	15268	15269	32.65	0.01	0.8
450	15261	15262	32.41	0.01	0.8
451	15262	15331	37.71	0.01	0.8
452	15331	15169	80.73	0.01	0.8
453	15219	15367	40.73	0.01	1
454	15343	15549	47.06	0.01	1
455	15549	15464	59.33	0.01	1.3
456	15464	15135	45.04	0.01	1.3
457	15299	15819	61.89	0.01	1.5
458	15819	15347	59.34	0.01	1.8
459	15347	15348	38.94	0.01	0.8
460	15348	15233	37.72	0.01	0.8
461	15400	15401	42.68	0.01	0.5
462	15441	15442	43.89	0.01	0.5



ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
463	15442	15494	68.59	0.01	0.5
464	15494	15495	45.66	0.01	0.5
465	15495	15609	48.37	0.01	0.5
466	15609	15610	48.34	0.01	1.3
467	15610	15547	54.93	0.01	1.3
468	15547	15548	47.01	0.01	0.5
469	15548	15587	47.7	0.01	0.5
470	15587	15343	62.57	0.01	0.5
471	15401	15441	61.7	0.01	0.8
472	15874	15861	73.89	0.01	0.8
473	15799	15800	55.84	0.01	0.8
474	15800	15254	64.47	0.01	2.3
475	15254	15255	31.22	0.01	2.3
476	15255	15861	69.42	0.01	2.3
477	15870	15753	73.17	0.01	1.8
478	15753	15754	52.23	0.01	1.1
479	15754	15759	52.47	0.01	0.8
480	15767	15753	53.22	0.01	0.5
481	15635	15636	49.28	0.01	0.5
482	15636	15337	38.27	0.01	0.5
483	15337	15347	63.17	0.01	0.8
484	15515	15337	46.35	0.01	0.8
485	15141	15831	75.65	0.01	0.8
486	15525	15141	51.89	0.01	0.8
487	15193	15525	46.63	0.01	0.8
488	15192	15193	26.54	0.01	0.5
489	15831	15832	61.52	0.01	0.5
490	15832	15233	70.12	0.01	0.5
491	15233	15464	30.47	0.01	0.5
492	15140	15141	19.57	0.01	0.5
493	15415	15771	43.76	0.01	0.5
494	15771	15772	53.41	0.01	0.5
495	15772	15831	63.27	0.01	0.5
767	15861	15767	49.76	0.01	0.5
768	15759	15515	47.44	0.01	0.8
769	15932	15909	46.44	0.01	0.5
770	15909	15759	35.95	0.01	0.5

TABLA DE CONDUCTOS SECTOR 3					
ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
9	15280	15133	70.83	0.01	0.5
38	15876	15279	77	0.01	0.5
39	15279	15280	33.38	0.01	0.5
40	15240	15241	30.53	0.01	2.5
41	15241	15133	73.96	0.01	2.5
42	15153	15240	55.75	0.01	2
43	15600	15601	48.21	0.01	1.3
44	15601	15731	63.78	0.01	1.3
45	15731	15732	51.8	0.01	1.3
46	15732	15338	58.25	0.01	1.3
47	15338	15339	38.19	0.01	2
122	15901	15856	104.81	0.01	0.8
123	15856	15241	68.16	0.01	1.3
143	15134	15307	35.44	0.01	2.5
144	15805	15776	56.29	0.01	0.5
145	15776	15580	54.05	0.01	0.5
146	15580	15581	47.58	0.01	0.9
147	15581	15678	69.72	0.01	0.9
148	15678	15679	50.38	0.01	1.1
149	15788	15786	55.11	0.01	0.5
150	15786	15787	55.09	0.01	0.5
151	15787	15792	59.07	0.01	0.8
152	15792	15793	55.52	0.01	0.8
153	15793	15758	56.65	0.01	0.8
154	15758	15641	52.43	0.01	0.8
155	15641	15642	49.34	0.01	1
156	15642	15479	56.45	0.01	1
157	15479	15465	45.28	0.01	1.3
158	15465	15466	45.07	0.01	1.3
159	15733	15734	51.81	0.01	0.5
160	15734	15807	56.8	0.01	0.5
161	15807	15854	66.02	0.01	0.5
162	15854	15381	56.04	0.01	0.5
163	15381	15382	41.68	0.01	0.5
164	15382	15765	52.98	0.01	0.5
165	15765	15657	48.4	0.01	0.8
166	15657	15451	55.55	0.01	0.8
167	15451	15452	44.4	0.01	0.8
168	15452	15665	50.1	0.01	0.8
169	15289	15290	34.3	0.01	0.5
170	15290	15412	49.67	0.01	0.5



ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
171	15412	15413	43.1	0.01	0.5
172	15413	15554	53.92	0.01	0.5
173	15554	15555	47.18	0.01	0.8
174	15555	15653	50.93	0.01	0.8
175	15201	15202	27.26	0.01	0.5
176	15202	15340	42.65	0.01	0.5
177	15340	15341	38.21	0.01	0.5
178	15341	15537	55.47	0.01	0.5
179	15537	15538	46.92	0.01	0.8
180	15538	15696	51.02	0.01	0.8
181	15171	15172	24.43	0.01	2
182	15172	15265	33.52	0.01	2
183	15265	15271	33.43	0.01	2
184	15271	15650	52.4	0.01	2
185	15650	15651	49.6	0.01	2
186	15651	15643	52.86	0.01	2
187	15875	15698	75.33	0.01	0.5
188	15698	15629	51.06	0.01	0.5
189	15629	15630	49.03	0.01	0.8
190	15630	15512	54.29	0.01	0.8
191	15512	15513	46.3	0.01	0.8
192	15672	15616	50.19	0.01	2.3
193	15616	15617	48.62	0.01	2.3
194	15617	15499	53.12	0.01	2.3
195	15499	15500	45.8	0.01	2.3
196	15653	15654	49.76	0.01	0.8
197	15665	15531	51.73	0.01	0.8
198	15654	15531	53.74	0.01	2.5
199	15531	15339	71.4	0.01	2.5
200	15689	15570	50.81	0.01	0.5
201	15570	15571	47.47	0.01	0.5
202	15688	15517	50.8	0.01	0.5
203	15517	15518	46.43	0.01	0.5
204	15668	15477	50.17	0.01	0.5
205	15477	15478	45.21	0.01	0.5
206	15571	15620	48.77	0.01	0.5
207	15620	15496	49.01	0.01	0.8
208	15466	15530	56.33	0.01	1.3
209	15530	15531	46.8	0.01	1.3
210	15406	15672	63.04	0.01	2.3
211	15643	15644	49.38	0.01	2
212	15696	15674	51.21	0.01	0.8
213	15133	15134	17.78	0.01	2.5



ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
214	15339	15134	49.87	0.01	2.5
215	15513	15644	54.54	0.01	2.3
216	15644	15674	53.09	0.01	2.3
217	15674	15654	50.22	0.01	2.3
220	15679	15739	55.12	0.01	1.1
221	15739	15600	51.89	0.01	1.1
222	15317	15284	36.19	0.01	2.5
261	15307	15834	62.87	0.01	2.5
262	15834	15852	70.99	0.01	2.5
263	15852	15317	67.21	0.01	2.5
496	15719	15524	51.48	0.01	0.5
497	15524	15596	51.69	0.01	1.2
498	15596	15624	51.72	0.01	1.4
499	15624	15349	52.19	0.01	1.4
500	15349	15350	39.42	0.01	1.4
501	15350	15467	45.09	0.01	1.4
502	15467	15314	49.46	0.01	1.8
503	15318	15171	36.24	0.01	1.8
504	15534	15387	46.88	0.01	0.5
505	15387	15318	41.98	0.01	0.8
506	15314	15315	36.1	0.01	1.8
507	15315	15318	47.28	0.01	1.8
508	15752	15523	47.93	0.01	1.1
509	15523	15524	46.62	0.01	1.1
510	15591	15592	47.91	0.01	0.8
511	15592	15596	48.05	0.01	0.8
512	15607	15608	48.34	0.01	0.8
513	15608	15624	48.87	0.01	0.8
514	15621	15622	48.83	0.01	0.5
515	15622	15349	49.99	0.01	0.5
516	15535	15536	46.89	0.01	0.5
517	15536	15286	50.76	0.01	0.5
518	15286	15287	34.18	0.01	0.5
519	15287	15606	52.18	0.01	0.8
520	15606	15467	48.28	0.01	0.8
521	15866	15833	70.52	0.01	0.5
522	15833	15607	62.67	0.01	0.5
523	15462	15463	44.96	0.01	0.5
524	15463	15287	52.91	0.01	0.5
525	15864	15835	70	0.01	0.5
526	15835	15591	63.58	0.01	0.5
527	15410	15411	43.07	0.01	0.5
528	15411	15702	53.88	0.01	0.5

ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
529	15431	15432	43.69	0.01	0.5
530	15432	15619	52.66	0.01	0.5
531	15619	15546	48.76	0.01	0.8
532	15546	15263	47	0.01	0.8
533	15263	15138	32.44	0.01	1.9
535	15661	15263	51.85	0.01	1.9
536	15646	15752	52.2	0.01	1.1
537	15604	15605	48.28	0.01	0.8
538	15605	15646	49.46	0.01	0.8
539	15308	15309	35.44	0.01	0.5
540	15309	15604	51.53	0.01	0.5
541	15652	15520	49.7	0.01	0.5
542	15618	15589	48.63	0.01	1.1
543	15589	15590	47.9	0.01	1.1
544	15468	15469	45.15	0.01	0.5
545	15469	15444	52.86	0.01	0.5
546	15900	15468	96.91	0.01	0.5
547	15507	15508	46.15	0.01	0.5
548	15508	15598	50.33	0.01	0.5
549	15520	15431	46.61	0.01	0.5
550	15757	15419	52.32	0.01	0.5
551	15419	15312	43.44	0.01	0.8
552	15613	15556	47.57	0.01	0.5
553	15556	15557	47.19	0.01	0.5
554	15680	15486	50.38	0.01	0.5
555	15486	15487	45.51	0.01	0.5
556	15690	15489	50.83	0.01	0.5
557	15489	15490	45.53	0.01	0.5
558	15685	15502	50.56	0.01	0.5
559	15502	15503	46.03	0.01	0.5
560	15637	15578	49.28	0.01	0.5
561	15578	15579	47.57	0.01	0.5
562	15586	15576	47.68	0.01	0.8
563	15576	15577	47.57	0.01	0.8
564	15702	15618	51.19	0.01	0.8
565	15474	15475	45.2	0.01	0.5
566	15475	15618	51.07	0.01	0.5
567	15312	15557	51.26	0.01	0.8
568	15557	15487	52.23	0.01	1
569	15487	15490	52.24	0.01	1
570	15490	15503	51.95	0.01	1
571	15503	15579	52.43	0.01	1
572	15579	15568	51.12	0.01	1.3



ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
573	15568	15577	52.07	0.01	1.3
574	15577	15661	52.77	0.01	1.6
575	15239	15226	51.72	0.01	0.8
576	15226	15227	29.94	0.01	0.8
577	15227	15276	33.38	0.01	1.3
578	15152	15153	22.27	0.01	2
579	15849	15724	67.05	0.01	0.5
580	15724	15725	51.62	0.01	0.8
581	15725	15748	52.21	0.01	0.8
582	15748	15716	51.93	0.01	0.9
583	15716	15760	51.36	0.01	0.9
584	15760	15715	52.56	0.01	0.9
585	15715	15473	52.25	0.01	1.5
586	15473	15482	52.04	0.01	1.5
587	15482	15575	103.73	0.01	1.5
588	15658	15718	52.54	0.01	1.5
589	15718	15633	51.47	0.01	1.5
590	15633	15664	52.32	0.01	1.5
591	15664	15597	51.9	0.01	1.5
592	15597	15550	51.97	0.01	2
593	15550	15509	51.97	0.01	2
594	15509	15324	51.97	0.01	2
595	15324	15231	36.85	0.01	2
596	15231	15152	30.32	0.01	2
597	15500	15513	56.47	0.01	2.3
599	15146	15323	36.69	0.01	0.5
600	15323	15560	47.25	0.01	0.5
601	15560	15715	51.32	0.01	0.5
602	15472	15473	45.19	0.01	0.5
603	15478	15612	48.45	0.01	0.5
604	15612	15532	49.55	0.01	0.8
605	15539	15540	46.93	0.01	0.8
606	15540	15550	47.06	0.01	0.8
607	15496	15497	45.66	0.01	0.8
608	15497	15509	46.16	0.01	0.8
609	15518	15582	49.67	0.01	0.5
610	15582	15539	47.58	0.01	0.8
611	15532	15533	46.87	0.01	0.8
612	15710	15472	51.29	0.01	0.5
613	15694	15481	50.93	0.01	0.5
614	15481	15482	45.38	0.01	0.5
615	15648	15574	49.52	0.01	0.5
616	15574	15575	47.54	0.01	0.5



ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
617	15528	15529	46.8	0.01	0.8
618	15529	15658	49.9	0.01	0.8
619	15425	15718	52.87	0.01	0.8
620	15424	15425	43.6	0.01	0.8
621	15631	15632	49.05	0.01	0.8
622	15632	15633	49.2	0.01	0.8
623	15573	15602	48.21	0.01	0.8
624	15602	15664	50.07	0.01	0.8
625	15533	15597	48.08	0.01	1
626	15234	15235	30.48	0.01	0.5
627	15235	15310	35.6	0.01	0.5
628	15310	15594	47.94	0.01	0.5
629	15594	15528	49.17	0.01	0.8
630	15623	15561	48.87	0.01	0.5
631	15561	15424	47.27	0.01	0.8
632	15510	15511	46.23	0.01	0.5
633	15511	15631	49.4	0.01	0.8
634	15329	15564	49.79	0.01	0.5
635	15564	15510	47.33	0.01	0.5
636	15328	15329	37.49	0.01	0.5
637	15669	15542	50.17	0.01	0.5
638	15542	15543	46.98	0.01	0.5
639	15543	15572	48.35	0.01	0.5
640	15572	15573	47.51	0.01	0.8
641	15138	15276	62.67	0.01	2.2
642	15276	15162	61.13	0.01	2.2
643	15162	15163	23.5	0.01	2.2
644	15163	15222	29.24	0.01	2.2
645	15322	15138	36.65	0.01	2
646	15553	15322	47.16	0.01	1.9
647	15713	15553	51.3	0.01	1.2
648	15595	15713	58.76	0.01	1.2
649	15246	15595	47.96	0.01	1.2
650	15248	15333	38.05	0.01	0.9
651	15333	15245	38.66	0.01	0.9
652	15245	15246	30.85	0.01	0.9
653	15791	15761	55.5	0.01	0.5
654	15761	15724	52.65	0.01	0.8
655	15356	15153	40.04	0.01	0.5
656	15687	15324	50.71	0.01	1.3
657	15417	15418	43.25	0.01	0.8
658	15418	15226	54.06	0.01	0.8
659	15429	15430	43.67	0.01	0.8

ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
660	15430	15239	52.34	0.01	0.8
661	15551	15552	47.12	0.01	0.5
662	15552	15429	49.36	0.01	0.8
663	15627	15588	48.92	0.01	0.5
664	15588	15417	47.7	0.01	0.5
665	15590	15567	48.96	0.01	1.1
666	15567	15568	47.35	0.01	1.1
667	15444	15445	44.21	0.01	0.8
668	15445	15661	49.98	0.01	0.8
669	15598	15599	48.11	0.01	0.5
670	15599	15586	48.64	0.01	0.5
671	15222	15736	52.6	0.01	2.2
672	15736	15737	51.86	0.01	2.3
673	15737	15385	53.51	0.01	2.3
674	15385	15386	41.92	0.01	2.3
675	15386	15406	42.88	0.01	2.3
676	15272	15493	33.8	0.01	0.5
677	15493	15311	45.54	0.01	0.8
678	15311	15312	35.83	0.01	0.8
679	15485	15399	45.45	0.01	0.5
680	15399	15247	42.61	0.01	0.5
681	15247	15248	31.08	0.01	0.5
682	15647	15569	49.49	0.01	0.5
683	15569	15361	47.37	0.01	0.5
684	15361	15362	40.43	0.01	0.5
685	15362	15435	55.31	0.01	0.8
686	15435	15436	43.82	0.01	0.8
687	15436	15248	60.25	0.01	0.8
757	15917	15617	42.34	0.01	0.5
758	15902	15500	22.56	0.01	0.5
759	15930	15672	44.75	0.01	0.5
761	15913	15757	41.31	0.01	0.5
762	15922	15923	43.44	0.01	0.5
763	15923	15410	25.23	0.01	0.5
764	15940	15937	53.13	0.01	0.5
765	15937	15905	51.59	0.01	0.5
766	15905	15551	30.09	0.01	0.5
800	15575	15658	28.15	0.01	1.5

TABLA DE CONDUCTOS SECTOR 4					
ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
10	15187	15780	55.32	0.01	0.8
11	15780	15781	54.31	0.01	1
12	15781	15855	67.59	0.01	1
13	15855	15305	76.02	0.01	1
14	15305	15306	35.27	0.01	1
15	15306	15443	44.15	0.01	1
16	15443	15858	72.5	0.01	1
17	15858	15796	68.87	0.01	1
18	15796	15275	71.54	0.01	1.5
19	15275	15258	33.3	0.01	1.5
20	15258	15160	31.46	0.01	1.5
21	15160	15161	23.47	0.01	1.5
22	15161	15291	34.41	0.01	1.5
23	15291	15236	55.9	0.01	1.5
24	15236	15237	30.49	0.01	1.5
25	15237	15181	43.71	0.01	1.5
26	15181	15166	25.32	0.01	1.5
27	15166	15167	23.71	0.01	2.1
28	15167	15488	45.52	0.01	2.1
29	15488	15157	95.28	0.01	2.1
30	15321	15164	36.65	0.01	0.8
31	15165	15260	31.89	0.01	1
32	15260	15673	50.22	0.01	1
33	15673	15796	55.61	0.01	1
34	15850	15860	72.32	0.01	1.1
35	15860	15673	69.04	0.01	1.8
36	15379	15380	41.67	0.01	1
37	15380	15260	43.28	0.01	1
112	15277	15278	33.68	0.01	0.5
113	15278	15186	37.79	0.01	0.5
114	15186	15187	25.87	0.01	0.8
115	15660	15845	65.47	0.01	0.8
116	15845	15735	72.3	0.01	0.8
117	15735	15379	51.86	0.01	1
118	15869	15841	71.49	0.01	0.8
119	15841	15842	64.51	0.01	0.8
120	15842	15850	67.11	0.01	0.8
224	15164	15165	23.71	0.01	1
225	15302	15303	35.07	0.01	0.5
226	15303	15514	46.33	0.01	0.5
227	15514	15346	53.35	0.01	0.8

ID Conducto	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Manning	Diámetro (m)
228	15346	15321	38.84	0.01	0.8
229	15898	15880	95.32	0.01	0.5
230	15880	15869	78.24	0.01	0.8
231	15897	15745	94.98	0.01	0.5
232	15745	15868	77.63	0.01	0.8
233	15868	15660	71.4	0.01	0.8
234	15777	15744	54.1	0.01	0.5
235	15744	15745	52.05	0.01	0.5
236	15439	15440	43.85	0.01	0.5
237	15440	15660	49.91	0.01	0.5

9.3.3 Subcuencas.

TABLA DE SUBCUENCAS SECTOR 1							
Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15158	0.27	95	51.94	4.63	0.136	0.4	83
15159	0.66	95	140.44	3.79	0.139	0.4	81
15175	0.64	86	65.41	4.04	0.13	0.4	77
15176	0.27	95	75.03	2.24	0.131	0.4	83
15179	0.27	91	42.44	1.21	0.122	0.4	81
15184	0.8	26	87.76	1.32	0.118	0.4	41
15190	0.22	95	32.51	1.06	0.132	0.4	83
15195	0.4	95	49.75	2.38	0.129	0.4	84
15197	0.32	43	50.75	4.45	0.13	0.4	50
15198	0.31	95	65.78	1.44	0.135	0.4	83
15199	0.46	95	69.50	3.34	0.134	0.4	83
15200	0.22	95	50.22	1.91	0.134	0.4	83
15208	0.47	77	60.36	1.24	0.117	0.4	75
15210	0.29	95	62.88	1.44	0.127	0.4	83
15221	0.23	95	53.85	3.38	0.114	0.4	86
15228	0.31	95	55.44	1.44	0.135	0.4	83
15229	0.28	95	93.60	3.2	0.115	0.4	85
15230	0.27	95	50.68	3.31	0.132	0.4	83
15232	0.22	95	46.47	2.44	0.114	0.4	86
15244	0.31	95	38.41	1.3	0.128	0.4	84
15249	0.25	95	61.33	1.48	0.115	0.4	85
15250	0.25	95	61.28	6.43	0.132	0.4	83
15259	0.32	95	56.99	1.16	0.137	0.4	83
15281	0.35	53	59.18	4.56	0.079	0.4	60
15282	0.2	95	51.76	3.37	0.132	0.4	83

Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15296	0.3	95	55.03	1.41	0.137	0.4	83
15297	0.18	81	65.03	1.24	0.132	0.4	75
15300	0.42	94	67.10	1.03	0.117	0.4	81
15332	0.59	95	42.35	5.1	0.142	0.4	82
15334	0.45	43	62.05	1.04	0.127	0.4	50
15335	0.41	22	42.48	1.11	0.102	0.4	41
15344	0.45	88	48.29	2.93	0.131	0.4	77
15351	0.2	51	46.95	1.15	0.107	0.4	56
15360	0.36	95	74.66	3.5	0.125	0.4	84
15363	0.33	95	83.39	3.37	0.138	0.4	82
15364	0.56	95	98.56	3.36	0.139	0.4	82
15365	0.77	30	55.24	1.3	0.097	0.4	44
15366	0.15	87	67.41	1.3	0.11	0.4	78
15368	0.48	95	62.53	2.91	0.141	0.4	82
15369	0.37	95	50.32	3.51	0.111	0.4	86
15370	0.88	95	49.13	3.41	0.127	0.4	84
15371	0.26	95	56.49	3.37	0.132	0.4	83
15374	0.11	77	50.48	1.11	0.082	0.4	78
15375	0.36	95	70.49	1.06	0.12	0.4	85
15383	0.28	52	57.60	1.32	0.13	0.4	55
15389	0.31	95	50.59	3.13	0.135	0.4	83
15393	0.7	95	49.22	3.36	0.138	0.4	83
15395	0.81	44	61.28	1.3	0.137	0.4	51
15396	0.4	95	61.11	1.66	0.139	0.4	82
15397	0.31	75	52.41	2.7	0.133	0.4	69
15398	0.29	95	61.17	1.44	0.135	0.4	83
15402	0.45	95	47.06	1.3	0.144	0.4	82
15403	0.25	95	52.77	1.07	0.126	0.4	84
15404	0.25	95	50.06	3.51	0.132	0.4	83
15405	1.66	6	128.08	2.88	0.066	0.4	29
15407	0.56	95	49.91	3.51	0.136	0.4	83
15409	0.5	95	57.14	1.06	0.126	0.4	84
15414	0.31	95	77.36	1.44	0.136	0.4	83
15420	0.24	95	58.85	3.51	0.114	0.4	86
15421	0.64	95	48.35	3.51	0.14	0.4	82
15427	0.38	50	53.20	1.26	0.108	0.4	63
15428	0.28	94	51.20	1.09	0.119	0.4	81
15437	0.25	95	64.18	4.31	0.115	0.4	85
15438	0.5	95	90.45	6.09	0.123	0.4	84
15446	0.75	23	86.59	4.01	0.121	0.4	39
15447	0.26	95	55.25	3.42	0.115	0.4	85
15454	0.33	95	72.53	1.29	0.127	0.4	84

Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15459	0.38	95	55.36	1.44	0.139	0.4	82
15460	0.39	77	62.29	1.42	0.142	0.4	69
15461	0.3	95	76.87	1.85	0.139	0.4	82
15470	0.35	95	66.38	2.74	0.138	0.4	83
15471	0.26	95	37.22	1.88	0.115	0.4	85
15476	0.63	95	48.76	3.99	0.13	0.4	84
15480	0.88	7	93.98	3.13	0.015	0.4	30
15483	1	95	53.26	2.14	0.141	0.4	82
15484	0.51	95	48.78	1.36	0.141	0.4	82
15491	0.32	95	65.36	1.39	0.129	0.4	84
15492	0.25	95	31.27	1.42	0.132	0.4	83
15498	0.33	95	52.76	1.33	0.122	0.4	85
15501	0.28	95	66.85	1.31	0.138	0.4	82
15504	0.45	95	51.22	1.32	0.136	0.4	83
15505	0.29	95	57.60	3.29	0.117	0.4	85
15506	0.39	95	50.20	2.34	0.138	0.4	83
15521	0.32	95	58.02	3.51	0.122	0.4	85
15522	0.27	95	51.59	4.15	0.116	0.4	85
15541	0.3	95	52.15	3.37	0.132	0.4	83
15544	0.39	95	80.91	1.39	0.131	0.4	83
15545	0.25	95	54.35	3.38	0.115	0.4	85
15558	0.25	95	51.00	2.26	0.131	0.4	83
15559	0.59	95	53.21	3.16	0.142	0.4	82
15562	0.41	95	53.81	4.31	0.135	0.4	83
15563	0.31	95	50.54	5.82	0.135	0.4	83
15565	0.26	95	59.35	1.44	0.136	0.4	83
15583	0.97	95	55.02	3.5	0.133	0.4	83
15584	0.24	95	77.64	3.49	0.121	0.4	85
15585	0.26	95	75.23	1.06	0.137	0.4	83
15615	0.39	30	62.69	1.31	0.129	0.4	42
15625	1.97	24	76.53	3.97	0.118	0.4	39
15626	0.68	41	82.26	2.52	0.126	0.4	50
15628	0.59	55	67.19	3.5	0.129	0.4	57
15634	0.58	71	75.86	2.88	0.133	0.4	66
15638	0.44	95	55.25	1.3	0.138	0.4	83
15639	0.14	95	55.58	2.9	0.134	0.4	83
15640	0.29	67	54.29	3.45	0.125	0.4	69
15655	0.35	95	49.80	3.09	0.137	0.4	83
15662	0.36	95	50.19	1.5	0.139	0.4	82
15663	0.15	95	32.97	6.18	0.133	0.4	83
15666	2.02	70	80.03	3.43	0.146	0.4	65
15667	0.52	95	78.95	3.37	0.141	0.4	82



Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15670	0.99	11	58.47	1.3	0.099	0.4	32
15671	1.07	15	63.16	1.62	0.124	0.4	34
15681	0.22	95	139.46	1.37	0.141	0.4	82
15682	0.35	95	47.84	1.48	0.132	0.4	83
15686	0.6	95	62.76	3.26	0.135	0.4	83
15691	0.39	95	55.47	4.98	0.132	0.4	83
15692	0.42	95	52.61	1.39	0.139	0.4	82
15693	0.59	32	49.08	1.3	0.096	0.4	45
15697	0.14	95	34.21	6.11	0.111	0.4	86
15699	0.62	95	50.04	3.51	0.141	0.4	82
15700	0.24	46	49.38	1.44	0.118	0.4	60
15701	0.48	91	46.33	3.74	0.117	0.4	81
15703	0.32	95	34.94	3.45	0.128	0.4	84
15704	0.28	95	50.85	3.09	0.134	0.4	83
15705	0.27	95	51.37	3.75	0.116	0.4	85
15706	0.22	95	80.03	1.29	0.11	0.4	86
15707	0.26	95	53.36	1.39	0.115	0.4	85
15708	0.25	95	53.59	1.13	0.114	0.4	85
15709	0.25	95	53.16	1.22	0.12	0.4	85
15711	0.26	95	62.56	3.37	0.132	0.4	83
15712	0.56	95	35.93	3.6	0.141	0.4	82
15720	0.31	95	62.42	3.5	0.135	0.4	83
15721	0.34	95	50.57	3.38	0.129	0.4	84
15722	0.93	50	49.12	3.43	0.134	0.4	61
15723	1.06	70	50.46	2.85	0.143	0.4	69
15727	0.68	95	50.74	4.12	0.14	0.4	82
15728	0.35	14	48.72	1.3	0.073	0.4	34
15729	0.53	95	96.62	3.51	0.138	0.4	83
15730	0.25	95	50.47	3.27	0.132	0.4	83
15738	0.24	95	49.74	3.08	0.114	0.4	86
15740	0.29	95	35.18	3.32	0.134	0.4	83
15741	0.43	61	70.85	1.14	0.131	0.4	66
15742	0.26	95	55.54	1.49	0.115	0.4	85
15743	0.19	95	43.82	4.35	0.11	0.4	86
15746	0.28	95	99.69	1.44	0.11	0.4	85
15747	0.23	95	60.83	3.51	0.114	0.4	86
15750	0.65	28	48.54	1.14	0.126	0.4	41
15751	0.34	95	103.23	1.33	0.138	0.4	83
15756	0.25	95	50.11	2.32	0.132	0.4	83
15763	0.24	95	52.37	1.3	0.137	0.4	83
15764	0.27	83	62.24	1.33	0.134	0.4	75
15766	0.24	95	48.63	3.51	0.114	0.4	86

Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15769	0.38	95	51.88	1.42	0.125	0.4	84
15770	0.31	95	94.94	1.4	0.135	0.4	83
15773	0.7	95	50.46	3.54	0.13	0.4	84
15778	0.12	95	51.99	1.16	0.111	0.4	86
15779	0.26	95	75.04	3.29	0.116	0.4	85
15784	0.35	95	51.99	3.37	0.118	0.4	85
15785	0.49	5	69.69	3.08	0.028	0.4	31
15797	0.4	95	48.99	1.29	0.119	0.4	85
15798	0.33	95	43.54	1.21	0.136	0.4	83
15803	0.45	95	54.08	1.44	0.141	0.4	82
15808	0.24	95	57.88	1.14	0.135	0.4	83
15809	0.19	95	53.31	1.38	0.133	0.4	83
15811	0.34	95	52.63	1.44	0.127	0.4	84
15812	0.37	95	67.47	2.5	0.133	0.4	83
15813	0.6	95	46.91	2.98	0.14	0.4	82
15814	0.4	92	76.77	1.29	0.123	0.4	80
15815	0.31	95	57.90	1.06	0.116	0.4	85
15816	0.43	95	73.92	1.28	0.14	0.4	82
15822	0.55	95	55.23	2.78	0.137	0.4	83
15829	0.32	95	50.70	1.14	0.121	0.4	85
15830	0.31	95	94.01	1.41	0.115	0.4	85
15836	0.5	95	49.89	1.35	0.143	0.4	82
15839	0.29	80	53.45	1.06	0.139	0.4	71
15840	0.46	30	66.22	3.45	0.097	0.4	44
15844	0.3	95	56.90	3.3	0.136	0.4	83
15848	0.2	95	38.82	1.18	0.132	0.4	83
15851	0.15	95	63.51	1.06	0.118	0.4	85
15859	0.6	95	51.07	1.44	0.136	0.4	83
15862	0.4	29	66.70	1.14	0.122	0.4	43
15863	2.11	71	52.02	1.26	0.143	0.4	65
15865	0.37	95	58.85	5	0.12	0.4	85
15872	0.4	76	58.09	3.41	0.137	0.4	69
15873	0.36	84	62.73	1.17	0.106	0.4	77
15877	0.21	95	43.53	1.48	0.121	0.4	85
15882	0.3	38	54.81	3.51	0.11	0.4	48
15884	0.43	32	52.12	1.02	0.109	0.4	44
15886	0.55	95	47.36	1.39	0.143	0.4	82
15888	0.4	95	48.38	1.44	0.133	0.4	83
15889	0.24	88	75.05	3.47	0.124	0.4	77
15890	0.44	29	59.18	1.12	0.12	0.4	42
15891	0.26	95	50.84	1.24	0.133	0.4	83
15893	0.37	35	57.82	1.01	0.105	0.4	47



Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15894	0.53	66	88.79	1.06	0.14	0.4	63
15895	0.27	95	52.35	1.33	0.137	0.4	83
15896	0.39	95	53.75	1.13	0.132	0.4	83
15899	0.33	95	65.61	1.03	0.117	0.4	85
15906	0.25	95	59.11	3.42	0.132	0.4	83
15907	0.39	95	57.51	1.31	0.129	0.4	83
15908	0.33	95	135.47	1.07	0.128	0.4	84
15910	0.25	90	38.85	2.45	0.135	0.4	79
15911	0.26	95	55.42	1.04	0.139	0.4	82
15912	0.31	80	51.29	1.08	0.129	0.4	74
15914	1.95	20	164.23	1.07	0.128	0.4	37
15915	2.85	26	52.80	1.22	0.134	0.4	40
15916	0.28	95	94.06	1.14	0.109	0.4	86
15918	0.31	95	67.31	1.49	0.135	0.4	83
15919	0.26	95	52.86	1.04	0.138	0.4	83
15920	0.28	49	48.68	1.08	0.127	0.4	61
15921	0.34	95	47.39	1.28	0.124	0.4	84
15924	0.57	51	84.62	1.06	0.126	0.4	56
15925	1.11	78	68.29	1.3	0.139	0.4	70
15926	0.77	13	87.94	3.51	0.1	0.4	33
15927	0.96	43	55.72	1.32	0.13	0.4	50
15928	0.29	95	44.52	1.18	0.139	0.4	82
15929	0.28	95	79.07	1.33	0.125	0.4	84
15931	0.73	58	83.91	1.05	0.141	0.4	58
15933	0.24	95	48.95	1.03	0.137	0.4	83
15934	0.44	70	62.82	3.37	0.11	0.4	68
15935	0.39	95	55.31	1.5	0.122	0.4	85
15936	0.26	95	72.86	3.26	0.115	0.4	85
15938	0.59	95	98.46	2.11	0.137	0.4	83
15939	0.24	74	66.34	4.51	0.133	0.4	72
15941	0.29	95	50.33	3.65	0.115	0.4	85
15942	0.21	95	79.67	2.87	0.122	0.4	84

TABLA DE SUBCUENCAS SECTOR 2							
Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15129	0.46	95	55.31	3.56	0.136	0.4	83
15130	0.69	95	58.28	2.99	0.139	0.4	81
15135	2.01	95	119.98	5.76	0.13	0.4	77
15140	1.03	15	71.62	6.72	0.131	0.4	83
15141	0.49	95	72.49	8.53	0.122	0.4	81
15147	0.36	95	54.02	4.28	0.118	0.4	41
15148	0.76	65	65.45	6.44	0.132	0.4	83
15168	0.31	95	59.84	4.51	0.129	0.4	84
15169	0.34	95	71.13	5.52	0.13	0.4	50
15188	0.45	95	77.55	6.69	0.135	0.4	83
15189	0.66	95	53.48	4.76	0.134	0.4	83
15192	0.33	95	53.91	7.8	0.134	0.4	83
15193	0.21	95	59.82	8.7	0.117	0.4	75
15194	0.63	84	50.51	5.76	0.127	0.4	83
15207	0.57	95	73.81	6.37	0.114	0.4	86
15213	0.26	95	85.74	6.24	0.135	0.4	83
15214	0.31	95	62.27	3.92	0.115	0.4	85
15217	0.57	29	55.39	5.04	0.132	0.4	83
15218	0.37	26	55.04	4.39	0.114	0.4	86
15219	0.3	95	46.24	5.89	0.128	0.4	84
15233	1.81	91	76.47	5.04	0.115	0.4	85
15251	0.3	53	108.43	6.18	0.132	0.4	83
15252	0.7	87	74.01	4.41	0.137	0.4	83
15253	1.18	89	70.56	7.12	0.079	0.4	60
15254	0.87	95	63.92	6.03	0.132	0.4	83
15255	0.25	95	77.09	3.07	0.137	0.4	83
15256	0.47	54	62.60	1.75	0.132	0.4	75
15257	0.33	95	75.20	3.76	0.117	0.4	81
15261	0.29	95	67.00	8.16	0.142	0.4	82
15262	0.43	86	69.71	6.62	0.127	0.4	50
15267	0.29	95	60.49	3.46	0.102	0.4	41
15268	0.21	95	35.67	6.51	0.131	0.4	77
15269	1.28	88	65.06	3.83	0.107	0.4	56
15270	1.66	20	55.39	3.85	0.125	0.4	84
15274	1.73	24	71.02	6.53	0.138	0.4	82
15292	0.51	95	113.77	4.7	0.139	0.4	82
15293	0.6	95	113.28	6.28	0.097	0.4	44
15298	0.33	95	57.69	6.01	0.11	0.4	78
15299	0.51	95	57.17	5.16	0.141	0.4	82

Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15301	1.17	26	52.20	3.81	0.111	0.4	86
15316	0.68	95	68.54	3.43	0.127	0.4	84
15330	1.28	29	128.82	3.96	0.132	0.4	83
15331	0.7	32	83.67	11.69	0.082	0.4	78
15337	0.33	95	79.89	4.46	0.12	0.4	85
15343	0.31	95	83.81	6.51	0.13	0.4	55
15347	0.48	95	97.75	6.27	0.135	0.4	83
15348	0.17	81	41.37	1.39	0.138	0.4	83
15357	0.36	95	102.07	4.07	0.137	0.4	51
15358	0.57	95	122.28	5.1	0.139	0.4	82
15367	0.36	95	61.98	6	0.133	0.4	69
15376	0.74	94	53.86	6.96	0.135	0.4	83
15377	0.39	95	71.24	9.26	0.144	0.4	82
15384	0.41	95	70.28	3.87	0.126	0.4	84
15391	0.22	34	46.92	3.85	0.132	0.4	83
15392	0.11	92	33.48	3.99	0.066	0.4	29
15400	0.96	95	71.39	2.35	0.136	0.4	83
15401	0.3	95	50.45	6.8	0.126	0.4	84
15415	0.22	87	45.49	5.8	0.136	0.4	83
15441	0.58	81	75.77	4.82	0.114	0.4	86
15442	0.64	86	86.21	3.71	0.14	0.4	82
15457	0.74	5	70.23	7.09	0.108	0.4	63
15458	0.46	95	53.32	6.19	0.119	0.4	81
15464	0.6	95	92.56	4.85	0.115	0.4	85
15494	0.3	47	54.48	2.89	0.123	0.4	84
15495	1.37	95	67.52	3.69	0.121	0.4	39
15515	0.36	95	64.89	3.94	0.115	0.4	85
15516	0.29	95	77.77	6.2	0.127	0.4	84
15519	0.21	95	71.02	5.86	0.139	0.4	82
15525	0.21	95	43.35	4.42	0.142	0.4	69
15526	0.45	95	65.06	5.85	0.139	0.4	82
15527	0.51	95	62.17	6.4	0.138	0.4	83
15547	0.2	95	44.30	6.66	0.115	0.4	85
15548	0.49	95	94.83	3.68	0.13	0.4	84
15549	1.42	95	93.21	3.69	0.015	0.4	30
15587	1.44	95	50.02	5.85	0.141	0.4	82
15609	0.36	95	140.44	6.92	0.141	0.4	82
15610	0.26	95	81.84	3.5	0.129	0.4	84
15635	0.53	95	85.10	5.97	0.132	0.4	83
15636	1.15	95	63.89	5.12	0.122	0.4	85
15649	0.6	95	67.60	5.35	0.138	0.4	82
15659	0.36	95	64.61	3.75	0.136	0.4	83

Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15677	0.35	45	59.26	7.58	0.117	0.4	85
15695	0.51	95	74.61	5.12	0.138	0.4	83
15753	0.43	95	70.15	8.11	0.122	0.4	85
15754	2.18	27	69.63	3.71	0.116	0.4	85
15759	0.48	95	131.62	5.09	0.132	0.4	83
15767	0.25	95	117.30	5.77	0.131	0.4	83
15771	0.55	85	69.08	8.41	0.115	0.4	85
15772	0.6	95	67.06	7.82	0.131	0.4	83
15794	0.47	95	107.97	4.77	0.142	0.4	82
15799	0.49	17	68.19	6.52	0.135	0.4	83
15800	0.5	95	65.62	2.76	0.135	0.4	83
15801	1.46	95	46.92	5.36	0.136	0.4	83
15817	0.25	95	45.51	3.66	0.133	0.4	83
15818	0.3	95	60.03	6.16	0.121	0.4	85
15819	0.32	95	77.68	8.87	0.137	0.4	83
15820	0.62	95	68.35	4.82	0.129	0.4	42
15831	0.21	95	60.63	10.49	0.118	0.4	39
15832	0.54	71	67.04	4.09	0.126	0.4	50
15838	0.39	95	83.18	15.18	0.129	0.4	57
15843	0.49	95	71.22	19.27	0.133	0.4	66
15861	1.8	31	73.00	4.76	0.138	0.4	83
15870	0.41	95	101.51	9.25	0.134	0.4	83
15874	0.29	56	47.29	5.23	0.125	0.4	69
15909	0.59	95	69.86	7.71	0.137	0.4	83
15932	0.49	95	78.69	6.61	0.139	0.4	82

TABLA DE SUBCUENCAS SECTOR 3

Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15133	0.42	95	72.86	3.15	0.122	0.4	85
15134	0.48	95	67.42	1.18	0.131	0.4	83
15138	0.54	95	92.06	4.5	0.138	0.4	83
15138	0.25	95	50.09	4.16	0.132	0.4	83
15146	0.28	73	66.61	3.58	0.098	0.4	75
15152	0.53	95	55.59	2.52	0.123	0.4	84
15153	0.45	95	98.80	5.2	0.123	0.4	84
15162	0.31	95	103.26	4.16	0.139	0.4	82
15163	0.25	95	51.61	4.17	0.132	0.4	83
15171	0.38	95	93.93	5.02	0.134	0.4	83
15172	0.38	95	50.29	5.05	0.133	0.4	83



Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15201	0.25	95	50.21	5.08	0.132	0.4	83
15202	0.32	95	50.07	4.77	0.131	0.4	83
15222	0.25	95	49.23	2.64	0.115	0.4	85
15226	0.39	95	62.48	2.41	0.14	0.4	82
15227	0.85	95	49.85	4.14	0.123	0.4	84
15231	0.43	95	90.47	4.79	0.119	0.4	85
15234	0.25	95	77.83	5.3	0.132	0.4	83
15235	0.24	95	122.42	3.69	0.114	0.4	85
15239	0.25	95	98.57	3.11	0.132	0.4	83
15240	0.83	95	34.98	2.57	0.132	0.4	83
15241	0.73	95	73.69	3.59	0.127	0.4	84
15245	0.2	95	55.15	3.7	0.108	0.4	86
15246	0.18	95	64.30	2.87	0.108	0.4	86
15247	0.27	95	80.32	3.71	0.131	0.4	83
15248	0.25	95	69.43	3.71	0.132	0.4	83
15263	0.21	95	52.99	4.21	0.112	0.4	86
15265	0.25	95	46.57	5.11	0.132	0.4	83
15271	0.65	95	58.99	8.56	0.132	0.4	83
15272	0.39	95	65.06	2.87	0.141	0.4	82
15276	1.32	50	36.03	4.26	0.15	0.4	53
15279	0.39	95	62.67	3.1	0.121	0.4	85
15280	0.36	95	70.26	5.41	0.118	0.4	85
15284	0.72	95	70.52	6.46	0.133	0.4	83
15286	0.22	78	72.23	1.73	0.09	0.4	75
15287	0.19	23	50.27	1.47	0.033	0.4	42
15289	0.25	95	60.52	5.15	0.132	0.4	83
15290	1.24	95	50.38	5.14	0.136	0.4	83
15307	0.35	93	65.47	1.74	0.116	0.4	82
15308	0.45	20	66.72	3.96	0.059	0.4	38
15309	0.47	95	82.31	4.29	0.141	0.4	82
15310	0.26	95	49.75	3.58	0.112	0.4	86
15311	0.38	34	108.41	2.8	0.102	0.4	55
15312	0.76	95	68.59	3.71	0.139	0.4	82
15314	0.88	95	53.90	3.93	0.126	0.4	84
15315	0.28	95	52.75	3.16	0.138	0.4	83
15317	0.9	95	74.01	4.49	0.144	0.4	82
15318	0.25	95	82.53	4.87	0.132	0.4	83
15322	0.25	95	49.07	4.13	0.132	0.4	83
15323	0.25	95	32.23	2.89	0.132	0.4	83
15324	0.36	95	60.43	2.82	0.12	0.4	85
15328	0.25	95	54.24	6.57	0.118	0.4	85
15329	1.05	95	47.99	3.9	0.132	0.4	83

Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15333	0.25	95	86.93	3.69	0.114	0.4	85
15338	0.26	95	34.20	2.48	0.116	0.4	85
15339	0.47	95	91.03	2.14	0.139	0.4	82
15340	0.85	95	60.18	6.81	0.133	0.4	83
15341	0.72	95	67.67	4.41	0.14	0.4	82
15349	0.69	80	50.02	4.12	0.13	0.4	74
15350	0.39	95	61.85	4.57	0.138	0.4	82
15356	0.37	95	56.11	3.86	0.119	0.4	85
15361	0.17	95	37.12	3.55	0.115	0.4	85
15362	0.26	95	61.65	3.21	0.123	0.4	82
15381	0.25	95	63.57	4.13	0.115	0.4	85
15382	0.48	95	63.91	6.13	0.136	0.4	83
15385	0.34	95	55.58	7.95	0.137	0.4	83
15386	0.85	86	54.00	3.8	0.143	0.4	74
15387	0.25	95	63.55	6.86	0.115	0.4	85
15399	0.2	95	44.52	4.3	0.136	0.4	83
15406	0.25	95	35.35	4.46	0.132	0.4	83
15410	0.32	95	78.08	2.86	0.13	0.4	83
15411	0.3	95	98.13	3.98	0.138	0.4	82
15412	0.27	95	53.59	3.99	0.116	0.4	85
15413	0.63	95	70.26	4.2	0.139	0.4	82
15417	0.27	95	61.65	4.26	0.129	0.4	84
15418	0.24	95	90.85	4.17	0.115	0.4	85
15419	2.91	95	135.71	2.57	0.149	0.4	81
15424	0.27	95	50.01	3.68	0.129	0.4	84
15425	0.9	95	65.56	2.86	0.129	0.4	84
15429	0.25	95	50.21	4.51	0.132	0.4	83
15430	1.3	56	71.00	4.78	0.15	0.4	56
15431	0.21	95	70.02	2.43	0.127	0.4	84
15432	0.13	95	74.31	4.05	0.131	0.4	83
15435	0.25	95	44.49	3.68	0.115	0.4	85
15436	0.56	95	52.40	3.7	0.124	0.4	84
15444	0.38	95	49.76	3.88	0.125	0.4	84
15445	0.19	95	75.39	3.82	0.117	0.4	85
15451	0.35	89	71.56	2.7	0.131	0.4	78
15452	0.4	95	56.23	7.41	0.129	0.4	84
15462	0.29	95	53.94	3.72	0.14	0.4	82
15463	0.45	95	51.28	2.77	0.121	0.4	85
15465	0.51	95	84.83	1.75	0.123	0.4	84
15466	0.48	95	85.68	1.81	0.14	0.4	82
15467	0.22	95	68.68	4.99	0.111	0.4	86
15468	0.38	66	55.57	2.45	0.12	0.4	69



Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15469	0.3	95	86.67	3.7	0.13	0.4	83
15472	0.25	81	48.70	2.87	0.106	0.4	77
15473	0.34	40	66.65	2.87	0.1	0.4	50
15474	0.61	78	65.84	4.16	0.124	0.4	71
15475	0.96	88	62.71	4.03	0.131	0.4	76
15477	0.66	95	55.42	7.15	0.142	0.4	82
15478	0.99	95	49.87	4.13	0.145	0.4	82
15479	0.48	95	91.75	5.39	0.135	0.4	83
15481	0.3	95	53.26	3.69	0.135	0.4	83
15482	1.27	22	107.52	3.57	0.15	0.4	37
15485	0.3	95	45.71	3.7	0.135	0.4	83
15486	0.93	93	58.9378	3.37	0.139	0.4	79
15487	0.24	95	88.4222	3.69	0.118	0.4	85
15489	0.35	49	50.1083	3.83	0.148	0.4	52
15490	0.65	95	49.9608	4	0.139	0.4	82
15493	0.19	95	43.5697	2.95	0.138	0.4	81
15496	0.27	95	50.509	9.33	0.13	0.4	84
15497	0.49	95	87.6029	1.82	0.137	0.4	83
15499	0.37	95	60.5676	1.19	0.131	0.4	83
15500	1.01	13	63.1856	7.7	0.112	0.4	35
15502	0.48	95	53.0327	3.99	0.141	0.4	82
15503	0.76	91	44.0566	4.08	0.143	0.4	76
15507	0.49	95	47.6251	2.32	0.138	0.4	82
15508	0.43	24	57.1721	4.01	0.087	0.4	40
15509	0.37	42	89.6877	3.46	0.104	0.4	59
15510	0.74	95	50.3495	5.02	0.129	0.4	84
15511	0.29	95	75.5036	4.02	0.135	0.4	83
15512	0.48	32	67.7753	6.17	0.105	0.4	54
15513	0.6	95	66.5607	9.38	0.128	0.4	84
15517	0.51	82	71.4324	4.08	0.134	0.4	73
15518	0.25	95	36.1149	4.22	0.132	0.4	83
15520	0.39	95	42.7884	2.52	0.124	0.4	84
15523	0.5	95	51.8234	4.01	0.141	0.4	82
15524	0.55	95	48.9836	2.22	0.124	0.4	84
15528	0.69	95	41.9323	3.69	0.133	0.4	83
15529	0.98	95	64.8658	2.36	0.134	0.4	83
15530	0.53	95	62.4147	2.32	0.139	0.4	82
15531	0.3	71	54.4946	4.06	0.117	0.4	67
15532	0.5	95	68.8152	2.89	0.123	0.4	84
15533	0.86	7	92.9056	3.74	0.113	0.4	29
15534	0.29	95	62.4491	5.19	0.133	0.4	83
15535	0.46	95	65.8823	1.39	0.141	0.4	82

Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15536	0.29	95	62.8384	4.62	0.136	0.4	83
15537	0.3	91	55.1613	3.08	0.116	0.4	81
15538	0.46	90	56.4174	3.7	0.125	0.4	79
15539	0.5	95	70.9933	5.64	0.123	0.4	84
15540	0.43	95	57.3348	5.28	0.122	0.4	85
15542	0.23	95	49.3487	3.83	0.113	0.4	86
15543	0.31	95	49.2854	3.48	0.135	0.4	83
15546	0.28	95	46.9874	3.81	0.133	0.4	83
15550	0.42	95	61.0788	2.41	0.122	0.4	85
15551	0.23	95	55.2721	2.44	0.133	0.4	83
15552	0.18	95	54.5401	3.6	0.133	0.4	83
15553	0.24	95	54.8263	3.72	0.133	0.4	83
15554	0.72	95	90.8458	5.84	0.144	0.4	82
15555	0.54	95	74.6815	4.47	0.137	0.4	83
15556	0.78	18	41.4794	3.79	0.122	0.4	36
15557	0.47	19	131.8128	2.52	0.142	0.4	36
15560	0.22	95	39.1569	2.86	0.138	0.4	83
15561	0.25	95	50.7745	2.88	0.115	0.4	85
15564	0.26	95	50.525	4.29	0.115	0.4	85
15567	0.25	95	52.7918	3.98	0.112	0.4	86
15568	0.94	95	63.0056	3.97	0.145	0.4	82
15569	0.25	95	52.0971	3.7	0.132	0.4	83
15570	0.38	95	50.9393	4.56	0.138	0.4	83
15571	0.6	95	74.5041	6.16	0.128	0.4	84
15572	0.25	95	51.9947	3.5	0.132	0.4	83
15573	0.36	95	51.6624	2.88	0.119	0.4	85
15574	1.5	95	49.9816	3.58	0.145	0.4	82
15575	0.82	95	60.0782	2.73	0.126	0.4	84
15576	0.83	95	49.8496	3.91	0.13	0.4	84
15577	0.28	95	88.0147	4.92	0.124	0.4	84
15578	0.22	95	82.1496	3.96	0.141	0.4	82
15579	0.27	95	54.3593	3.99	0.133	0.4	83
15580	0.29	95	50.3276	5.46	0.116	0.4	85
15581	0.83	95	94.8108	4.88	0.139	0.4	82
15582	0.39	95	100.5737	6.29	0.116	0.4	85
15586	0.3	95	73.2757	3.71	0.135	0.4	83
15588	0.31	95	84.3963	2.55	0.138	0.4	82
15589	0.48	95	35.6323	3.93	0.125	0.4	84
15590	0.28	95	49.8831	4.15	0.117	0.4	85
15591	0.3	95	112.6334	4.61	0.111	0.4	86
15592	0.25	95	64.8149	3.9	0.132	0.4	83
15752	0.31	95	41.8918	4.21	0.115	0.4	85



Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15594	0.25	95	49.8593	2.89	0.132	0.4	83
15595	0.4	95	55.9848	4.17	0.133	0.4	83
15596	0.19	95	101.7951	4.09	0.112	0.4	86
15597	0.46	95	69.2041	4.23	0.13	0.4	83
15598	0.33	88	53.7441	3.09	0.129	0.4	78
15599	0.13	30	75.1902	3.7	0.06	0.4	55
15600	0.53	95	71.8291	3.63	0.125	0.4	84
15601	0.62	95	63.5646	5.2	0.142	0.4	82
15602	0.77	95	70.7512	2.58	0.138	0.4	83
15604	0.61	71	39.3065	3.73	0.137	0.4	66
15605	0.27	95	50.2192	3.5	0.128	0.4	84
15606	0.68	95	58.6336	5.03	0.141	0.4	82
15607	0.24	95	53.9454	4.05	0.112	0.4	86
15608	0.42	95	52.3266	3.9	0.138	0.4	83
15612	0.84	92	70.5783	2.35	0.142	0.4	78
15613	0.32	95	75.4805	2.53	0.136	0.4	83
15616	0.73	78	85.1415	6.66	0.141	0.4	70
15617	0.65	95	52.3408	3.37	0.139	0.4	82
15618	0.2	95	39.6385	3.72	0.113	0.4	86
15619	0.38	95	50.4342	4.23	0.132	0.4	83
15620	0.4	95	79.128	3.65	0.134	0.4	83
15621	0.52	95	65.961	3.59	0.139	0.4	82
15622	0.18	95	56.0711	2.52	0.138	0.4	83
15623	0.57	95	54.9109	2.88	0.142	0.4	82
15624	0.31	95	51.984	4.15	0.135	0.4	83
15627	1.46	35	49.5654	3.85	0.15	0.4	45
15629	0.36	41	51.3776	2.66	0.1	0.4	59
15630	0.48	95	59.301	7.67	0.135	0.4	83
15631	0.47	95	85.1767	2.09	0.122	0.4	85
15632	0.6	95	80.4923	4.64	0.128	0.4	84
15633	0.54	39	62.6721	1.24	0.124	0.4	56
15637	0.38	95	83.4189	3.69	0.14	0.4	82
15641	0.31	95	56.0897	0.99	0.127	0.4	84
15642	0.56	95	52.2256	7.63	0.133	0.4	83
15643	0.38	31	93.4217	9.1	0.081	0.4	45
15644	0.35	95	70.777	2.86	0.118	0.4	85
15646	1.04	95	62.8044	2.15	0.139	0.4	82
15647	0.33	95	49.8802	3.64	0.126	0.4	84
15648	0.29	95	52.4813	6.53	0.13	0.4	83
15650	0.39	95	70.6304	4.61	0.125	0.4	84
15651	0.49	95	70.4659	4.72	0.123	0.4	84
15652	0.62	49	78.9884	3.7	0.138	0.4	53



Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15653	0.72	95	59.9637	2.02	0.128	0.4	84
15654	0.52	95	59.8119	4.89	0.119	0.4	85
15657	0.26	95	56.8914	7.07	0.129	0.4	84
15658	0.39	95	68.1163	4.26	0.132	0.4	83
15661	0.25	95	50.387	4.92	0.132	0.4	83
15664	0.33	85	51.7458	5.3	0.11	0.4	79
15665	0.4	95	58.8247	3.14	0.137	0.4	83
15668	0.29	95	58.0551	4.99	0.117	0.4	85
15669	0.24	95	82.9899	3.71	0.132	0.4	83
15672	0.51	95	50.2926	4.93	0.137	0.4	83
15674	0.4	95	47.847	4.47	0.122	0.4	84
15678	0.87	95	61.0625	4.84	0.126	0.4	84
15679	0.5	95	51.6056	6.9	0.123	0.4	84
15680	0.16	95	39.9573	2.88	0.132	0.4	83
15685	0.24	95	61.6747	2.48	0.137	0.4	83
15687	0.26	95	63.5739	8.6	0.136	0.4	83
15688	0.13	95	44.91	8.2	0.132	0.4	83
15689	0.26	95	50.6372	4.98	0.123	0.4	84
15690	0.57	83	62.6486	2.84	0.131	0.4	74
15694	0.25	95	57.9919	2.86	0.115	0.4	85
15696	0.51	95	49.2718	4.45	0.128	0.4	84
15698	0.4	95	92.3585	6.88	0.135	0.4	83
15702	0.65	95	47.0904	3.61	0.124	0.4	84
15710	0.44	46	72.2581	2.87	0.126	0.4	52
15713	0.67	95	49.6793	4.94	0.139	0.4	82
15715	0.41	95	55.3485	2.88	0.139	0.4	82
15716	0.1	95	51.4042	3.01	0.123	0.4	84
15718	0.39	22	62.0533	1.16	0.121	0.4	38
15719	0.83	95	56.0178	4.02	0.124	0.4	84
15724	0.44	95	50.3373	3.69	0.14	0.4	82
15725	1.46	26	114.1382	2.86	0.15	0.4	40
15731	0.35	95	60.9831	3.64	0.117	0.4	85
15732	0.37	95	94.8744	2.13	0.121	0.4	85
15733	0.26	95	70.4552	5.86	0.127	0.4	84
15734	0.32	95	61.8609	6.05	0.116	0.4	85
15736	0.26	95	86.9403	8.66	0.118	0.4	85
15737	0.27	95	81.1466	5.11	0.134	0.4	83
15739	0.5	95	63.342	5.2	0.127	0.4	84
15748	0.52	95	57.1714	3.56	0.122	0.4	84
15752	0.25	95	63.4111	2.16	0.132	0.4	83
15757	1.84	16	56.9283	2.45	0.116	0.4	35
15758	0.24	95	51.88	4.19	0.126	0.4	84



Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15760	0.24	95	49.9341	3.72	0.134	0.4	83
15761	0.34	95	49.5273	3.68	0.137	0.4	83
15765	0.48	78	51.8522	5.24	0.119	0.4	75
15776	0.25	95	56.4957	4.79	0.115	0.4	85
15786	0.31	95	71.8117	4.69	0.135	0.4	83
15787	0.52	95	61.3801	7.33	0.133	0.4	83
15788	0.53	95	50.0168	3.67	0.127	0.4	84
15791	0.51	95	75.0685	3.62	0.141	0.4	82
15792	0.37	95	50.1688	5.74	0.138	0.4	83
15793	0.25	95	56.7102	7.15	0.132	0.4	83
15805	0.25	95	50.1942	2.62	0.115	0.4	85
15807	0.4	95	49.6672	10.12	0.118	0.4	85
15833	0.29	95	58.3697	1.93	0.117	0.4	85
15834	0.56	37	86.9452	6.34	0.113	0.4	47
15835	0.38	95	54.2882	3.46	0.139	0.4	82
15849	0.31	95	58.0887	2.83	0.135	0.4	83
15852	0.23	95	47.8835	1.08	0.126	0.4	83
15854	0.25	95	49.6446	3.19	0.136	0.4	83
15856	0.13	95	39.2183	4.4	0.126	0.4	83
15864	1.05	95	45.8343	2.49	0.135	0.4	83
15866	0.21	95	69.5859	2.22	0.12	0.4	85
15875	0.12	95	71.7222	4.28	0.132	0.4	83
15876	0.23	95	70.9153	2.88	0.121	0.4	85
15900	0.3	95	45.78	3.09	0.136	0.4	83
15901	0.16	63	40.4394	5.11	0.124	0.4	67
15902	0.4	95	67.5418	9.8	0.132	0.4	83
15162	0.25	95	41.2544	4.35	0.132	0.4	83
15905	0.71	33	53.0863	2.5	0.109	0.4	45
15913	0.38	95	61.3762	3.44	0.135	0.4	83
15917	0.46	95	67.9557	7.32	0.135	0.4	83
15922	0.37	95	45.1879	3.56	0.142	0.4	82
15923	1.74	31	60.6438	1.44	0.124	0.4	43
15930	0.34	32	77.1499	5.05	0.108	0.4	54
15937	0.28	95	44.5571	3.61	0.134	0.4	83
15940	0.25	95	61.5284	2.43	0.11	0.4	86

TABLA DE SUBCUENCAS SECTOR 4							
Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15157	0.3	95	70.35	6.17	0.131	0.4	83
15160	0.25	95	69.63	5.43	0.134	0.4	83
15161	0.59	95	65.43	5.13	0.143	0.4	82
15164	0.3	95	55.16	12.48	0.137	0.4	83
15165	0.23	95	58.30	5.71	0.133	0.4	83
15166	0.09	95	134.44	1.85	0.104	0.4	87
15167	0.28	95	60.16	4.63	0.131	0.4	83
15181	0.19	95	57.76	9.29	0.123	0.4	84
15186	0.25	95	52.43	7.01	0.132	0.4	83
15187	0.32	95	45.26	6.83	0.113	0.4	86
15236	0.36	44	59.91	2.85	0.106	0.4	60
15237	1.07	95	55.50	5.4	0.136	0.4	82
15258	0.76	95	58.67	2.2	0.144	0.4	82
15260	0.32	95	55.10	2.56	0.138	0.4	83
15275	0.51	95	71.20	6.62	0.143	0.4	82
15277	0.24	95	48.71	3.58	0.113	0.4	86
15278	0.33	95	52.26	4.82	0.135	0.4	83
15291	0.73	95	69.40	22.84	0.137	0.4	83
15302	0.31	95	69.15	7.87	0.137	0.4	83
15303	0.55	95	87.59	9.11	0.144	0.4	82
15305	0.36	95	70.78	5.89	0.131	0.4	83
15306	0.48	95	59.88	6.64	0.139	0.4	82
15321	0.31	95	55.58	11.24	0.136	0.4	83
15346	0.5	95	30.49	11.13	0.141	0.4	82
15379	0.2	95	45.09	4.26	0.133	0.4	83
15380	0.25	95	43.45	3.64	0.133	0.4	83
15439	0.3	95	56.46	10.56	0.136	0.4	83
15440	0.31	95	51.25	2.87	0.136	0.4	83
15443	0.36	95	74.27	6.63	0.133	0.4	83
15488	0.43	95	69.07	4.47	0.123	0.4	84
15514	0.26	95	89.54	3.51	0.135	0.4	83
15660	0.26	95	47.83	7.97	0.133	0.4	83
15673	0.33	95	53.12	10.56	0.124	0.4	84
15735	0.13	87	36.33	3.22	0.109	0.4	78
15744	0.28	95	47.96	10.68	0.135	0.4	83
15745	0.57	95	50.45	5.96	0.141	0.4	82
15777	0.12	95	34.27	7.68	0.118	0.4	85
15780	0.49	95	55.25	4.25	0.143	0.4	82
15781	0.47	95	51.20	5.28	0.14	0.4	82



Pozo Salida	Áreas (ha)	% Impermeable	Ancho Equivalente (m)	Pendiente (%)	n Manning Impermeable	n Manning Permeable	Número de Curva
15796	0.33	95	57.21	12.39	0.138	0.4	83
15841	0.37	95	50.65	3.92	0.14	0.4	82
15842	0.26	95	85.68	3.43	0.133	0.4	83
15845	0.31	95	61.52	2.89	0.123	0.4	84
15850	0.37	95	88.88	3	0.138	0.4	83
15855	1.2	95	55.79	8.8	0.146	0.4	82
15858	0.77	95	80.26	14.74	0.144	0.4	82
15860	0.27	95	117.40	2.98	0.141	0.4	82
15868	0.36	95	57.60	8.65	0.144	0.4	82
15869	0.13	95	47.48	14.98	0.13	0.4	84
15880	0.4	95	61.04	12.43	0.14	0.4	82
15897	0.26	95	50.09	5.69	0.133	0.4	83
15898	0.11	95	32.45	11.54	0.113	0.4	84

9.4 Dimensionamiento de Tanques de Tormenta.

DIMENSIONAMIENTO VOLUMÉTRICO DEL TANQUE DE TORMENTA "SECTOR 1"										
Parámetros:										
				Area * Num Curva	6899					
				Area Total Cuenca	98.52					
				Num Curva Promedio (CN)	70					
				Umbral Promedio Cuenca (Po)	21.74					
				Número de eventos que escurren	248					
				Número de eventos máximos	1163					
				Dimensiones del tanque:						
				Altura (m)	4.00					
				Volumen del tanque (m ³)	10500.00					
				Area (m ²)	2625.00					
Año	Mes	Día	Número de Evento	Precipitación (mm)	Caudal escorrentia (mm)	Volumen escorrentia (m ³)	Eficiencia Eventual (%)	Eficiencia Volumétrica (%)	Vol dep / ha cuenca	Vol dep / ha cuenca adimensionalizado
2013	Julio	31	1	167.9	83.82	82581.50	100	100	838.22	1.00
2013	Octubre	17	2	153.2	71.96	70894.77	100	94	719.60	0.86
2012	Julio	9	3	140.7	62.16	61241.11	99	89	621.61	0.74
2011	Octubre	6	4	134.9	57.72	56863.67	99	84	577.18	0.69
2013	Marzo	26	5	132.3	55.75	54924.32	98	80	557.49	0.67
2013	Octubre	18	6	108.9	38.79	38213.56	98	76	387.88	0.46
2012	Mayo	14	7	104.6	35.84	35311.32	98	73	358.42	0.43
2013	Octubre	12	8	100.6	33.16	32666.49	97	70	331.57	0.40
2014	Abril	30	9	97	30.79	30334.32	97	68	307.90	0.37
2010	Mayo	26	10	87.9	25.03	24662.11	96	65	250.33	0.30
2011	Enero	13	11	87.6	24.85	24480.96	96	64	248.49	0.30
2014	Marzo	13	12	86.3	24.06	23700.56	96	62	240.57	0.29
2011	Febrero	18	13	83.2	22.20	21870.45	95	60	221.99	0.26
2013	Mayo	2	14	81.1	20.97	20656.35	95	58	209.67	0.25
2010	Agosto	3	15	81	20.91	20599.07	94	57	209.09	0.25
2013	Agosto	28	16	78.2	19.30	19015.48	94	55	193.01	0.23
2014	Agosto	2	17	75.7	17.90	17635.74	94	54	179.01	0.21
2010	Junio	21	18	75.4	17.73	17472.42	93	53	177.35	0.21
2014	Marzo	6	19	75.1	17.57	17309.58	93	51	175.70	0.21
2012	Enero	3	20	74.8	17.40	17147.23	92	50	174.05	0.21
2010	Mayo	25	21	73.3	16.59	16342.99	92	49	165.88	0.20
2015	Febrero	19	22	72.7	16.27	16024.84	92	47	162.66	0.19
2012	Julio	29	23	70.7	15.20	14979.33	91	46	152.04	0.18
2011	Mayo	10	24	70.3	14.99	14773.05	91	45	149.95	0.18
2013	Junio	28	25	69.5	14.58	14363.38	90	44	145.79	0.17
2012	Septiembre	9	26	69.1	14.37	14159.99	90	43	143.73	0.17
2012	Octubre	8	27	69.1	14.37	14159.99	90	42	143.73	0.17
2010	Junio	20	28	68.8	14.22	14008.10	89	41	142.19	0.17
2013	Agosto	27	29	68.5	14.06	13856.76	89	40	140.65	0.17
2010	Julio	20	30	68.3	13.96	13756.17	88	39	139.63	0.17
2012	Septiembre	19	31	67.6	13.61	13406.10	88	38	136.07	0.16
2010	Julio	31	32	67.2	13.41	13207.44	88	37	134.06	0.16
2014	Octubre	30	33	66.7	13.16	12960.55	87	36	131.55	0.16
2013	Mayo	27	34	63.9	11.78	11608.04	87	35	117.82	0.14
2012	Octubre	2	35	63.6	11.64	11466.23	86	34	116.38	0.14
2014	Agosto	30	36	63.5	11.59	11419.10	86	33	115.91	0.14
2013	Octubre	11	37	61.8	10.79	10628.40	85	32	107.88	0.13
2013	Febrero	16	38	61.4	10.60	10445.30	85	31	106.02	0.13
2010	Mayo	17	39	60.9	10.37	10218.02	85	31	103.72	0.12
2014	Septiembre	27	40	60.7	10.28	10127.62	84	30	102.80	0.12
2012	Septiembre	16	41	58.9	9.47	9327.12	84	29	94.67	0.11
										0.11
2014	Mayo	21	42	57.8	8.98	8849.84	83	28	89.83	

DIMENSIONAMIENTO VOLUMÉTRICO DEL TANQUE DE TORMENTA "SECTOR 2"

Parámetros:

Area * Num Curva	4504
Area Total Cuenca	63.12
Num Curva Promedio (CN)	71
Umbral Promedio Cuenca (Po)	20.40
Número de eventos que escurren	263
Número de eventos máximos	1163

Dimensiones del tanque:

Altura (m)	4.00
Volumen del tanque (m ³)	7206
Area (m ²)	1801

Año	Mes	Día	Número de Evento	Precipitación (mm)	Caudal escurren (mm)	Volumen escurren (m ³)	Eficiencia Eventual (%)	Eficiencia Volumétrica (%)	Vol dep / ha cuenca	Vol dep / ha cuenca adimensionalizado
2013	Julio	31	1	167.9	87.21	55044.75	100	100.00	872.07	1.00
2013	Octubre	17	2	153.2	75.12	47413.66	100	94	751.17	0.86
2012	Julio	9	3	140.7	65.11	41096.06	99	89	651.08	0.75
2011	Octubre	6	4	134.9	60.56	38226.37	99	85	605.61	0.69
2013	Marzo	26	5	132.3	58.55	36953.89	98	81	585.45	0.67
2013	Octubre	18	6	108.9	41.12	25954.39	98	77	411.19	0.47
2012	Mayo	14	7	104.6	38.08	24036.19	98	74	380.80	0.44
2013	Octubre	12	8	100.6	35.31	22285.56	97	72	353.07	0.40
2014	Abril	30	9	97	32.86	20739.64	97	69	328.57	0.38
2010	Mayo	26	10	87.9	26.88	16969.48	97	67	268.84	0.31
2011	Enero	13	11	87.6	26.69	16848.81	96	65	266.93	0.31
2014	Marzo	13	12	86.3	25.87	16328.71	96	64	258.69	0.30
2011	Febrero	18	13	83.2	23.93	15107.63	95	62	239.35	0.27
2013	Mayo	2	14	81.1	22.65	14296.37	95	60	226.50	0.26
2010	Agosto	3	15	81	22.59	14258.07	95	59	225.89	0.26
2013	Agosto	28	16	78.2	20.91	13198.28	94	57	209.10	0.24
2014	Agosto	2	17	75.7	19.44	12273.33	94	56	194.44	0.22
2010	Junio	21	18	75.4	19.27	12163.73	94	55	192.71	0.22
2014	Marzo	6	19	75.1	19.10	12054.44	93	53	190.98	0.22
2012	Enero	3	20	74.8	18.92	11945.45	93	52	189.25	0.22
2010	Mayo	25	21	73.3	18.07	11405.21	92	51	180.69	0.21
2015	Febrero	19	22	72.7	17.73	11191.32	92	50	177.30	0.20
2012	Julio	29	23	70.7	16.62	10487.74	92	48	166.16	0.19
2011	Mayo	10	24	70.3	16.40	10348.80	91	47	163.95	0.19
2013	Junio	28	25	69.5	15.96	10072.70	91	46	159.58	0.18
2012	Septiembre	9	26	69.1	15.74	9935.57	90	45	157.41	0.18
2012	Octubre	8	27	69.1	15.74	9935.57	90	44	157.41	0.18
2010	Junio	20	28	68.8	15.58	9833.12	90	43	155.78	0.18
2013	Agosto	27	29	68.5	15.42	9731.01	89	42	154.17	0.18
2010	Julio	20	30	68.3	15.31	9663.14	89	41	153.09	0.18
2012	Septiembre	19	31	67.6	14.93	9426.82	89	40	149.35	0.17
2010	Julio	31	32	67.2	14.72	9292.64	88	39	147.22	0.17
2014	Octubre	30	33	66.7	14.46	9125.82	88	38	144.58	0.17
2013	Mayo	27	34	63.9	13.01	8210.52	87	37	130.08	0.15
2012	Octubre	2	35	63.6	12.86	8114.40	87	36	128.56	0.15
2014	Agosto	30	36	63.5	12.80	8082.44	87	35	128.05	0.15
2013	Octubre	11	37	61.8	11.95	7545.88	86	35	119.55	0.14
2013	Febrero	16	38	61.4	11.76	7421.48	86	34	117.58	0.13
2010	Mayo	17	39	60.9	11.51	7267.00	86	33	115.13	0.13
2014	Septiembre	27	40	60.7	11.42	7205.52	85	32	114.16	0.13
2012	Septiembre	16	41	58.9	10.55	6660.52	85	31	105.52	0.12
2014	Mayo	21	42	57.8	10.04	6334.99	84	31	100.36	0.12
2012	Junio	9	43	57	9.67	6101.91	84	30	96.67	0.11

DIMENSIONAMIENTO VOLUMÉTRICO DEL TANQUE DE TORMENTA "SECTOR 3"

Parámetros:

Area * Num Curva	10762
Area Total Cuenca	135.94
Num Curva Promedio (CN)	79
Umbral Promedio Cuenca (Po)	13.37
Número de eventos que escurren	397
Número de eventos máximos	1163

Dimensiones del tanque:

Altura (m)	4.00
Volumen del tanque (m ³)	16800.0
Area (m ²)	4200.0

Año	Mes	Día	Número de Evento	Precipitación (mm)	Caudal escorrentía (mm)	Volumen escorrentía (m ³)	Eficiencia Eventual (%)	Eficiencia Volumétrica (%)	Vol dep / ha cuenca	Vol dep / ha cuenca adimensionalizado
2013	Julio	31	1	167.9	107.88	146653.40	100	1.00	1078.81	1.00
2013	Octubre	17	2	153.2	94.62	128621.06	100	0.96	946.16	0.88
2012	Julio	9	3	140.7	83.51	113519.83	99	0.93	835.07	0.77
2011	Octubre	6	4	134.9	78.42	106598.12	99	0.89	784.16	0.73
2013	Marzo	26	5	132.3	76.15	103514.80	99	0.87	761.47	0.71
2013	Octubre	18	6	108.9	56.21	76415.07	99	0.84	562.12	0.52
2012	Mayo	14	7	104.6	52.66	71586.89	98	0.817	526.61	0.49
2013	Octubre	12	8	100.6	49.39	67146.54	98	0.797	493.94	0.46
2014	Abril	30	9	97	46.49	63195.56	98	0.779	464.88	0.43
2010	Mayo	26	10	87.9	39.30	53422.48	98	0.762	392.99	0.36
2011	Enero	13	11	87.6	39.07	53105.99	97	0.747	390.66	0.36
2014	Marzo	13	12	86.3	38.06	51739.10	97	0.733	380.60	0.35
2011	Febrero	18	13	83.2	35.69	48510.31	97	0.719	356.85	0.33
2013	Mayo	2	14	81.1	34.10	46348.86	97	0.706	340.95	0.32
2010	Agosto	3	15	81	34.02	46246.47	96	0.693	340.20	0.32
2013	Agosto	28	16	78.2	31.93	43400.36	96	0.681	319.26	0.30
2014	Agosto	2	17	75.7	30.08	40894.36	96	0.669	300.83	0.28
2010	Junio	21	18	75.4	29.86	40595.97	96	0.658	298.63	0.28
2014	Marzo	6	19	75.1	29.64	40298.09	95	0.647	296.44	0.27
2012	Enero	3	20	74.8	29.43	40000.72	95	0.636	294.25	0.27
2010	Mayo	25	21	73.3	28.34	38521.73	95	0.625	283.37	0.26
2015	Febrero	19	22	72.7	27.90	37933.86	95	0.614	279.05	0.26
2012	Julio	29	23	70.7	26.48	35990.20	94	0.604	264.75	0.25
2011	Mayo	10	24	70.3	26.19	35604.47	94	0.594	261.91	0.24
2013	Junio	28	25	69.5	25.63	34836.10	94	0.585	256.26	0.24
2012	Septiembre	9	26	69.1	25.34	34453.48	94	0.575	253.45	0.23
2012	Octubre	8	27	69.1	25.34	34453.48	93	0.566	253.45	0.23
2010	Junio	20	28	68.8	25.13	34167.21	93	0.556	251.34	0.23
2013	Agosto	27	29	68.5	24.92	33881.53	93	0.547	249.24	0.23



2010	Julio	20	30	68.3	24.78	33691.41	93	0.538	247.84	0.23
2012	Septiembre	19	31	67.6	24.30	33028.13	92	0.529	242.96	0.23
2010	Julio	31	32	67.2	24.02	32650.62	92	0.520	240.18	0.22
2014	Octubre	30	33	66.7	23.67	32180.28	92	0.511	236.72	0.22
2013	Mayo	27	34	63.9	21.76	29579.35	92	0.502	217.59	0.20
2012	Octubre	2	35	63.6	21.56	29304.10	91	0.494	215.57	0.20
2014	Agosto	30	36	63.5	21.49	29212.50	91	0.486	214.89	0.20
2013	Octubre	11	37	61.8	20.35	27667.09	91	0.478	203.52	0.19
2013	Febrero	16	38	61.4	20.09	27306.76	91	0.471	200.87	0.19
2010	Mayo	17	39	60.9	19.76	26858.15	90	0.463	197.57	0.18
2014	Septiembre	27	40	60.7	19.63	26679.27	90	0.456	196.26	0.18
2012	Septiembre	16	41	58.9	18.45	25084.26	90	0.449	184.52	0.17
2014	Mayo	21	42	57.8	17.75	24123.11	90	0.442	177.45	0.16
2012	Junio	9	43	57	17.24	23430.77	89	0.435	172.36	0.16
2014	Mayo	22	44	56.8	17.11	23258.58	89	0.429	171.09	0.16
2012	Septiembre	1	45	56.3	16.79	22829.70	89	0.423	167.94	0.16
2013	Septiembre	23	46	56.3	16.79	22829.70	89	0.417	167.94	0.16
2014	Agosto	16	47	54.9	15.92	21641.14	88	0.410	159.20	0.15
2010	Abril	27	48	52.7	14.57	19811.48	88	0.405	145.74	0.14
2012	Octubre	21	49	52.7	14.57	19811.48	88	0.399	145.74	0.14
2010	Abril	28	50	52.2	14.27	19402.40	88	0.394	142.73	0.13
2010	Enero	2	51	51.6	13.91	18914.89	87	0.388	139.14	0.13
2012	Septiembre	8	52	51.4	13.80	18753.22	87	0.383	137.95	0.13
2012	Septiembre	13	53	51.3	13.74	18672.55	87	0.378	137.36	0.13
2012	Octubre	7	54	50.7	13.38	18190.72	87	0.373	133.81	0.12
2013	Mayo	28	55	50.3	13.15	17871.65	86	0.368	131.47	0.12
2014	Septiembre	14	56	50.1	13.03	17712.76	86	0.363	130.30	0.12
2010	Agosto	28	57	50	12.97	17633.48	86	0.359	129.72	0.12
2012	Mayo	19	58	49.1	12.45	16924.94	86	0.354	124.50	0.12
2011	Enero	26	59	48.9	12.34	16768.72	85	0.349	123.35	0.11
2011	Septiembre	16	60	48.7	12.22	16612.95	85	0.345	122.21	0.11
2011	Agosto	30	61	48.6	12.16	16535.23	85	0.340	121.64	0.11
2012	Julio	4	62	48.6	12.16	16535.23	85	0.336	121.64	0.11
2011	Septiembre	15	63	48.5	12.11	16457.63	84	0.331	121.07	0.11
2010	Agosto	11	64	48.2	11.94	16225.52	84	0.327	119.36	0.11

DIMENSIONAMIENTO VOLUMÉTRICO DEL TANQUE DE TORMENTA "SECTOR 4"

Parámetros:

Area * Num Curva	1606
Area Total Cuenca	19.53
Num Curva Promedio (CN)	82
Umbral Promedio Cuenca (Po)	10.96
Número de eventos que escurren	461
Número de eventos máximos	1163

Dimensiones del tanque:

Altura (m)	3.00
Volumen del tanque (m ³)	2820
Area (m ²)	940

Año	Mes	Día	No. Evento	Precipitación (mm)	Caudal escorrentía (mm)	Volumen escorrentía (m3)	Eficiencia Eventual (%)	Eficiencia Volumétrica (%)	Vol dep / ha cuenca	Vol dep / ha cuenca adimensionado
2013	Julio	31	1	167.9	116.33	22719.52	100	100	1163.31	1.00
2013	Octubre	17	2	153.2	102.69	20055.19	100	97	1026.89	0.88
2012	Julio	9	3	140.7	91.22	17815.49	100	94	912.21	0.78
2011	Octubre	6	4	134.9	85.95	16785.84	99	91	859.49	0.74
2013	Marzo	26	5	132.3	83.60	16326.48	99	88	835.97	0.72
2013	Octubre	18	6	108.9	62.81	12266.41	99	86	628.08	0.54
2012	Mayo	14	7	104.6	59.08	11537.82	99	84	590.77	0.51
2013	Octubre	12	8	100.6	55.64	10866.00	98	82	556.38	0.48
2014	Abril	30	9	97	52.57	10266.68	98	81	525.69	0.45
2010	Mayo	26	10	87.9	44.94	8777.02	98	79	449.41	0.39
2011	Enero	13	11	87.6	44.69	8728.58	98	78	446.93	0.38
2014	Marzo	13	12	86.3	43.62	8519.25	98	76	436.21	0.37
2011	Febrero	18	13	83.2	41.08	8023.76	97	75	410.84	0.35
2013	Mayo	2	14	81.1	39.38	7691.21	97	74	393.82	0.34
2010	Agosto	3	15	81	39.30	7675.44	97	73	393.01	0.34
2013	Agosto	28	16	78.2	37.05	7236.35	97	72	370.53	0.32
2014	Agosto	2	17	75.7	35.07	6848.58	97	71	350.67	0.30
2010	Junio	21	18	75.4	34.83	6802.33	96	70	348.30	0.30
2014	Marzo	6	19	75.1	34.59	6756.14	96	69	345.94	0.30
2012	Enero	3	20	74.8	34.36	6710.02	96	67	343.57	0.30
2010	Mayo	25	21	73.3	33.18	6480.35	96	66	331.82	0.29
2015	Febrero	19	22	72.7	32.71	6388.94	95	66	327.13	0.28
2012	Julio	29	23	70.7	31.16	6086.19	95	65	311.63	0.27
2011	Mayo	10	24	70.3	30.86	6026.01	95	64	308.55	0.27
2013	Junio	28	25	69.5	30.24	5906.03	95	63	302.41	0.26
2012	Septiembre	9	26	69.1	29.93	5846.24	95	62	299.35	0.26
2012	Octubre	8	27	69.1	29.93	5846.24	94	61	299.35	0.26
2010	Junio	20	28	68.8	29.71	5801.47	94	60	297.05	0.26
2013	Agosto	27	29	68.5	29.48	5756.78	94	59	294.77	0.25



2010	Julio	20	30	68.3	29.32	5727.03	94	58	293.24	0.25
2012	Septiembre	19	31	67.6	28.79	5623.17	93	57	287.92	0.25
2010	Julio	31	32	67.2	28.49	5564.00	93	57	284.89	0.24
2014	Octubre	30	33	66.7	28.11	5490.23	93	56	281.12	0.24
2013	Mayo	27	34	63.9	26.02	5081.25	93	55	260.18	0.22
2012	Octubre	2	35	63.6	25.80	5037.85	93	54	257.95	0.22
2014	Agosto	30	36	63.5	25.72	5023.41	92	53	257.21	0.22
2013	Octubre	11	37	61.8	24.47	4779.30	92	53	244.72	0.21
2013	Febrero	16	38	61.4	24.18	4722.28	92	52	241.80	0.21
2010	Mayo	17	39	60.9	23.82	4651.22	92	51	238.16	0.20
2014	Septiembre	27	40	60.7	23.67	4622.87	92	51	236.71	0.20
2012	Septiembre	16	41	58.9	22.37	4369.60	91	50	223.74	0.19
2014	Mayo	21	42	57.8	21.59	4216.54	91	49	215.90	0.19
2012	Junio	9	43	57	21.02	4106.06	91	49	210.24	0.18
2014	Mayo	22	44	56.8	20.88	4078.56	91	48	208.84	0.18
2012	Septiembre	1	45	56.3	20.53	4010.00	90	47	205.33	0.18
2013	Septiembre	23	46	56.3	20.53	4010.00	90	47	205.33	0.18
2014	Agosto	16	47	54.9	19.56	3819.60	90	46	195.58	0.17
2010	Abril	27	48	52.7	18.05	3525.26	90	46	180.51	0.16
2012	Octubre	21	49	52.7	18.05	3525.26	90	45	180.51	0.16
2010	Abril	28	50	52.2	17.71	3459.24	89	44	177.12	0.15
2010	Enero	2	51	51.6	17.31	3380.44	89	44	173.09	0.15
2012	Septiembre	8	52	51.4	17.18	3354.28	89	43	171.75	0.15
2012	Septiembre	13	53	51.3	17.11	3341.22	89	43	171.08	0.15
2012	Octubre	7	54	50.7	16.71	3263.15	89	42	167.08	0.14
2013	Mayo	28	55	50.3	16.44	3211.39	88	42	164.43	0.14
2014	Septiembre	14	56	50.1	16.31	3185.59	88	41	163.11	0.14
2010	Agosto	28	57	50	16.25	3172.71	88	41	162.45	0.14
2012	Mayo	19	58	49.1	15.66	3057.45	88	40	156.55	0.13
2011	Enero	26	59	48.9	15.52	3031.99	87	40	155.25	0.13
2011	Septiembre	16	60	48.7	15.39	3006.60	87	40	153.95	0.13
2011	Agosto	30	61	48.6	15.33	2993.92	87	39	153.30	0.13
2012	Julio	4	62	48.6	15.33	2993.92	87	39	153.30	0.13
2011	Septiembre	15	63	48.5	15.27	2981.26	87	38	152.65	0.13
2010	Agosto	11	64	48.2	15.07	2943.37	86	38	150.71	0.13
2011	Septiembre	17	65	48.1	15.01	2930.77	86	37	150.07	0.13
2014	Octubre	16	66	47.8	14.81	2893.06	86	37	148.13	0.13
2014	Septiembre	24	67	47.5	14.62	2855.48	86	36	146.21	0.13
2012	Agosto	27	68	47.2	14.43	2818.05	85	36	144.29	0.12
2010	Abril	4	69	47	14.30	2793.17	85	36	143.02	0.12
2014	Julio	4	70	46.5	13.98	2731.24	85	35	139.85	0.12
2013	Julio	12	71	46.4	13.92	2718.91	85	35	139.22	0.12
2014	Noviembre	1	72	46.4	13.92	2718.91	85	34	139.22	0.12
2014	Octubre	11	73	45.8	13.54	2645.22	84	34	135.44	0.12
2011	Mayo	28	74	45.7	13.48	2632.99	84	34	134.82	0.12

9.5 Resultados modelo HEC-RAS del colector principal de la ciudad de la ciudad de Peña Blanca, Cortés.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W. S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # C	Hydr Radius	Max Chl Dpth
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
ColectorPrinc_1	25	PF-1	27.67	100.3	104.2	102.62	104.61	0.0068	2.83	9.76	2.5	0.46	0.95	3.9
ColectorPrinc_1	24.917*	PF-1	27.67	100.25	104.13	102.56	104.55	0.0068	2.85	9.72	2.5	0.46	0.95	3.89
ColectorPrinc_1	24.835*	PF-1	27.67	100.19	104.06	102.51	104.48	0.0069	2.86	9.68	2.5	0.46	0.94	3.87
ColectorPrinc_1	24.752*	PF-1	27.67	100.13	103.99	102.45	104.41	0.007	2.87	9.64	2.5	0.47	0.94	3.85
ColectorPrinc_1	24.670*	PF-1	27.67	100.08	103.91	102.4	104.34	0.0071	2.89	9.59	2.5	0.47	0.94	3.83
ColectorPrinc_1	24.587*	PF-1	27.67	100.02	103.84	102.34	104.27	0.0072	2.9	9.53	2.5	0.47	0.94	3.81
ColectorPrinc_1	24.504*	PF-1	27.67	99.97	103.76	102.29	104.19	0.0073	2.92	9.48	2.5	0.48	0.94	3.79
ColectorPrinc_1	24.422*	PF-1	27.67	99.91	103.68	102.23	104.12	0.0074	2.94	9.42	2.5	0.48	0.94	3.77
ColectorPrinc_1	24.339*	PF-1	27.67	99.86	103.6	102.18	104.05	0.0075	2.96	9.36	2.5	0.49	0.94	3.74
ColectorPrinc_1	24.257*	PF-1	27.67	99.8	103.52	102.12	103.97	0.0076	2.98	9.29	2.5	0.49	0.94	3.72
ColectorPrinc_1	24.174*	PF-1	27.67	99.75	103.44	102.07	103.9	0.0077	3	9.22	2.5	0.5	0.93	3.69
ColectorPrinc_1	24.091*	PF-1	27.67	99.69	103.35	102.01	103.82	0.0079	3.03	9.14	2.5	0.51	0.93	3.66
ColectorPrinc_1	24.009*	PF-1	27.67	99.64	103.26	101.96	103.74	0.0081	3.05	9.06	2.5	0.51	0.93	3.62
ColectorPrinc_1	23.926*	PF-1	27.67	99.58	103.17	101.9	103.65	0.0083	3.09	8.97	2.5	0.52	0.93	3.59
ColectorPrinc_1	23.843*	PF-1	27.67	99.53	103.07	101.85	103.57	0.0085	3.12	8.86	2.5	0.53	0.92	3.55
ColectorPrinc_1	23.761*	PF-1	27.67	99.47	102.97	101.79	103.48	0.0087	3.16	8.75	2.5	0.54	0.92	3.5
ColectorPrinc_1	23.678*	PF-1	27.67	99.42	102.87	101.74	103.39	0.0091	3.21	8.62	2.5	0.55	0.92	3.45
ColectorPrinc_1	23.596*	PF-1	27.67	99.36	102.76	101.68	103.3	0.0094	3.26	8.49	2.5	0.57	0.91	3.39
ColectorPrinc_1	23.513*	PF-1	27.67	99.31	102.64	101.62	103.2	0.0098	3.32	8.32	2.5	0.58	0.91	3.33
ColectorPrinc_1	23.430*	PF-1	27.67	99.25	102.51	101.57	103.1	0.0104	3.4	8.14	2.5	0.6	0.9	3.25
ColectorPrinc_1	23.348*	PF-1	27.67	99.2	102.36	101.51	102.98	0.0111	3.5	7.91	2.5	0.63	0.9	3.17
ColectorPrinc_1	23.265*	PF-1	27.67	99.14	102.2	101.46	102.86	0.0121	3.62	7.64	2.5	0.66	0.89	3.06
ColectorPrinc_1	23.183*	PF-1	27.67	99.08	101.99	101.4	102.73	0.0136	3.81	7.26	2.5	0.71	0.87	2.9
ColectorPrinc_1	23.1	PF-1	27.67	99.03	101.35	101.35	102.51	0.0236	4.78	5.79	2.5	1	0.81	2.32

**DIAGNÓSTICO Y PLAN DE MEJORAS DE LA RED DE SANEAMIENTO DE PEÑA BLANCA,
CORTÉS, HONDURAS.**

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W. S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # C	Hydr Radius	Max Chl Dpth
ColectorPrinc_1	23	PF-1	29.47	97.51	99.02	99.93	102.12	0.0788	7.79	3.78	2.5	2.02	0.68	1.51
ColectorPrinc_1	22.850*	PF-1	29.47	97.46	100.93	99.88	101.52	0.0101	3.4	8.67	2.5	0.58	0.92	3.47
ColectorPrinc_1	22.700*	PF-1	29.47	97.41	100.8	99.82	101.42	0.0107	3.48	8.48	2.5	0.6	0.91	3.39
ColectorPrinc_1	22.550*	PF-1	29.47	97.36	100.66	99.77	101.31	0.0114	3.58	8.24	2.5	0.63	0.91	3.3
ColectorPrinc_1	22.400*	PF-1	29.47	97.31	100.49	99.72	101.19	0.0125	3.71	7.95	2.5	0.66	0.9	3.18
ColectorPrinc_1	22.250*	PF-1	29.47	97.26	100.28	99.67	101.06	0.0141	3.9	7.55	2.5	0.72	0.88	3.02
ColectorPrinc_1	22.1	PF-1	29.47	97.21	99.62	99.62	100.84	0.0243	4.89	6.03	2.5	1	0.82	2.41
ColectorPrinc_1	22	PF-1	29.47	96.15	99.68	98.57	100.25	0.0097	3.34	8.82	2.5	0.57	0.92	3.53
ColectorPrinc_1	21.850*	PF-1	29.47	96.1	99.56	98.51	100.15	0.0102	3.41	8.65	2.5	0.58	0.92	3.46
ColectorPrinc_1	21.700*	PF-1	29.47	96.05	99.43	98.47	100.05	0.0108	3.49	8.45	2.5	0.61	0.91	3.38
ColectorPrinc_1	21.550*	PF-1	29.47	96	99.29	98.42	99.95	0.0115	3.59	8.22	2.5	0.63	0.91	3.29
ColectorPrinc_1	21.400*	PF-1	29.47	95.96	99.13	98.37	99.83	0.0125	3.72	7.92	2.5	0.67	0.9	3.17
ColectorPrinc_1	21.250*	PF-1	29.47	95.91	98.92	98.32	99.7	0.0142	3.91	7.53	2.5	0.72	0.88	3.01
ColectorPrinc_1	21.1	PF-1	29.47	95.86	98.27	98.27	99.49	0.0243	4.89	6.03	2.5	1	0.82	2.41
ColectorPrinc_1	21	PF-1	29.47	93.78	95.13	96.2	99	0.1058	8.71	3.38	2.5	2.39	0.65	1.35
ColectorPrinc_1	20.850*	PF-1	29.47	93.74	97.18	96.15	97.78	0.0103	3.42	8.61	2.5	0.59	0.92	3.44
ColectorPrinc_1	20.700*	PF-1	29.47	93.69	97.06	96.1	97.68	0.0109	3.5	8.41	2.5	0.61	0.91	3.36
ColectorPrinc_1	20.550*	PF-1	29.47	93.64	96.92	96.06	97.58	0.0116	3.6	8.18	2.5	0.64	0.9	3.27
ColectorPrinc_1	20.400*	PF-1	29.47	93.6	96.76	96.01	97.47	0.0127	3.73	7.89	2.5	0.67	0.9	3.16
ColectorPrinc_1	20.250*	PF-1	29.47	93.56	96.56	95.97	97.34	0.0143	3.93	7.5	2.5	0.72	0.88	3
ColectorPrinc_1	20.1	PF-1	29.47	93.51	95.92	95.92	97.14	0.0243	4.89	6.03	2.5	1	0.82	2.41
ColectorPrinc_1	20	PF-1	29.47	90.59	91.81	93.01	96.55	0.1383	9.64	3.06	2.5	2.78	0.62	1.22
ColectorPrinc_1	19.850*	PF-1	29.47	90.54	92.08	92.96	95.07	0.0755	7.66	3.85	2.5	1.97	0.69	1.54
ColectorPrinc_1	19.700*	PF-1	29.47	90.49	93.88	92.91	94.5	0.0107	3.47	8.49	2.5	0.6	0.91	3.39
ColectorPrinc_1	19.550*	PF-1	29.47	90.44	93.74	92.85	94.39	0.0114	3.57	8.25	2.5	0.63	0.91	3.3
ColectorPrinc_1	19.400*	PF-1	29.47	90.39	93.57	92.8	94.27	0.0124	3.71	7.95	2.5	0.66	0.9	3.18
ColectorPrinc_1	19.250*	PF-1	29.47	90.34	93.36	92.75	94.14	0.0141	3.9	7.55	2.5	0.72	0.88	3.02

**DIAGNÓSTICO Y PLAN DE MEJORAS DE LA RED DE SANEAMIENTO DE PEÑA BLANCA,
CORTÉS, HONDURAS.**

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W. S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # C	Hydr Radius	Max Chl Dpth
ColectorPrinc_1	19.1	PF-1	29.47	90.29	92.7	92.7	93.92	0.0243	4.89	6.03	2.5	1	0.82	2.41
ColectorPrinc_1	19	PF-1	29.47	87.52	88.76	89.94	93.35	0.1324	9.48	3.11	2.5	2.72	0.62	1.24
ColectorPrinc_1	18.850*	PF-1	29.47	87.47	89.03	89.89	91.96	0.0737	7.59	3.88	2.5	1.94	0.69	1.55
ColectorPrinc_1	18.700*	PF-1	29.47	87.42	90.8	89.84	91.42	0.0108	3.49	8.45	2.5	0.61	0.91	3.38
ColectorPrinc_1	18.550*	PF-1	29.47	87.37	90.66	89.79	91.32	0.0115	3.59	8.22	2.5	0.63	0.91	3.29
ColectorPrinc_1	18.400*	PF-1	29.47	87.33	90.5	89.74	91.2	0.0125	3.72	7.92	2.5	0.67	0.9	3.17
ColectorPrinc_1	18.250*	PF-1	29.47	87.28	90.29	89.69	91.07	0.0142	3.91	7.53	2.5	0.72	0.88	3.01
ColectorPrinc_1	18.1	PF-1	29.47	87.23	89.64	89.64	90.86	0.0243	4.89	6.03	2.5	1	0.82	2.41
ColectorPrinc_1	18	PF-1	29.47	84.6	85.86	87.02	90.3	0.1269	9.33	3.16	2.5	2.65	0.63	1.26
ColectorPrinc_1	17.850*	PF-1	29.47	84.55	86.13	86.97	88.97	0.0706	7.47	3.95	2.5	1.9	0.7	1.58
ColectorPrinc_1	17.700*	PF-1	29.47	84.5	87.86	86.92	88.49	0.0109	3.5	8.41	2.5	0.61	0.91	3.36
ColectorPrinc_1	17.550*	PF-1	29.47	84.45	87.72	86.86	88.38	0.0116	3.6	8.18	2.5	0.64	0.9	3.27
ColectorPrinc_1	17.400*	PF-1	29.47	84.39	87.55	86.81	88.26	0.0126	3.73	7.9	2.5	0.67	0.9	3.16
ColectorPrinc_1	17.250*	PF-1	29.47	84.34	87.35	86.75	88.13	0.0142	3.92	7.51	2.5	0.72	0.88	3.01
ColectorPrinc_1	17.1	PF-1	29.47	84.29	86.7	86.7	87.92	0.0243	4.89	6.03	2.5	1	0.82	2.41
ColectorPrinc_1	17	PF-1	29.47	82.64	84.08	85.06	87.49	0.0896	8.18	3.6	2.5	2.18	0.67	1.44
ColectorPrinc_1	16.850*	PF-1	29.47	82.53	84.33	84.95	86.52	0.0503	6.54	4.5	2.5	1.56	0.74	1.8
ColectorPrinc_1	16.700*	PF-1	29.47	82.43	85.5	84.85	86.25	0.0135	3.84	7.68	2.5	0.7	0.89	3.07
ColectorPrinc_1	16.550*	PF-1	29.47	82.32	85.35	84.73	86.12	0.014	3.89	7.57	2.5	0.71	0.88	3.03
ColectorPrinc_1	16.400*	PF-1	29.47	82.21	85.18	84.63	85.99	0.0146	3.97	7.43	2.5	0.74	0.88	2.97
ColectorPrinc_1	16.250*	PF-1	29.47	82.11	84.99	84.52	85.84	0.0157	4.09	7.21	2.5	0.77	0.87	2.88
ColectorPrinc_1	16.1	PF-1	29.47	82	84.41	84.41	85.63	0.0243	4.89	6.03	2.5	1	0.82	2.41
ColectorPrinc_1	16	PF-1	29.47	80.28	81.71	82.7	85.19	0.0922	8.27	3.56	2.5	2.21	0.67	1.43
ColectorPrinc_1	15.850*	PF-1	29.47	80.22	83.65	82.64	84.25	0.0105	3.45	8.55	2.5	0.59	0.92	3.42
ColectorPrinc_1	15.700*	PF-1	29.47	80.17	83.52	82.58	84.15	0.011	3.52	8.37	2.5	0.61	0.91	3.35
ColectorPrinc_1	15.550*	PF-1	29.47	80.11	83.37	82.53	84.04	0.0117	3.62	8.15	2.5	0.64	0.9	3.26
ColectorPrinc_1	15.400*	PF-1	29.47	80.06	83.21	82.47	83.92	0.0127	3.74	7.87	2.5	0.67	0.89	3.15

**DIAGNÓSTICO Y PLAN DE MEJORAS DE LA RED DE SANEAMIENTO DE PEÑA BLANCA,
CORTÉS, HONDURAS.**

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W. S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # C	Hydr Radius	Max Chl Dpth
ColectorPrinc_1	15.250*	PF-1	29.47	80.01	83	82.42	83.79	0.0143	3.93	7.5	2.5	0.72	0.88	3
ColectorPrinc_1	15.1	PF-1	29.47	79.95	82.36	82.36	83.58	0.0243	4.89	6.03	2.5	1	0.82	2.41
ColectorPrinc_1	15	PF-1	29.47	78.84	80.1	80.98	83.19	0.0787	7.79	3.78	3	2.21	0.69	1.26
ColectorPrinc_1	14.850*	PF-1	29.47	78.73	80.28	80.87	82.34	0.0458	6.37	4.63	3	1.64	0.76	1.54
ColectorPrinc_1	14.700*	PF-1	29.47	78.63	81.32	80.77	82	0.011	3.65	8.06	3	0.71	0.96	2.69
ColectorPrinc_1	14.550*	PF-1	29.47	78.52	81.22	80.66	81.89	0.0109	3.64	8.09	3	0.71	0.96	2.7
ColectorPrinc_1	14.400*	PF-1	29.47	78.41	81.12	80.56	81.79	0.0108	3.63	8.12	3	0.7	0.97	2.71
ColectorPrinc_1	14.250*	PF-1	29.47	78.31	81.02	80.45	81.69	0.0107	3.62	8.15	3	0.7	0.97	2.72
ColectorPrinc_1	14.1	PF-1	29.47	78.2	80.93	80.34	81.59	0.0106	3.6	8.19	3	0.7	0.97	2.73
ColectorPrinc_1	14	PF-1	29.47	77.49	81.09	79.63	81.47	0.0054	2.73	10.79	3	0.46	1.06	3.6
ColectorPrinc_1	13.850*	PF-1	29.47	77.44	81.04	79.58	81.42	0.0054	2.73	10.8	3	0.46	1.06	3.6
ColectorPrinc_1	13.700*	PF-1	29.47	77.39	80.99	79.53	81.37	0.0054	2.73	10.8	3	0.46	1.06	3.6
ColectorPrinc_1	13.550*	PF-1	29.47	77.34	80.94	79.48	81.32	0.0054	2.73	10.81	3	0.46	1.06	3.6
ColectorPrinc_1	13.400*	PF-1	29.47	77.28	80.89	79.42	81.27	0.0054	2.72	10.82	3	0.46	1.06	3.61
ColectorPrinc_1	13.250*	PF-1	29.47	77.23	80.84	79.37	81.22	0.0054	2.72	10.82	3	0.46	1.06	3.61
ColectorPrinc_1	13.1	PF-1	38.62	77.18	79.74	79.74	81.03	0.0214	5.03	7.68	3	1	0.95	2.56
ColectorPrinc_1	13	PF-1	38.62	75.95	77.61	78.51	80.68	0.0649	7.76	4.98	3	1.92	0.79	1.66
ColectorPrinc_1	12.850*	PF-1	38.62	75.9	79.46	78.47	80.13	0.0096	3.62	10.66	3	0.61	1.05	3.55
ColectorPrinc_1	12.700*	PF-1	38.62	75.85	79.33	78.41	80.03	0.0101	3.7	10.44	3	0.63	1.05	3.48
ColectorPrinc_1	12.550*	PF-1	38.62	75.8	79.2	78.36	79.93	0.0107	3.79	10.18	3	0.66	1.04	3.39
ColectorPrinc_1	12.400*	PF-1	38.62	75.76	79.04	78.32	79.82	0.0116	3.92	9.85	3	0.69	1.03	3.28
ColectorPrinc_1	12.250*	PF-1	38.62	75.71	78.85	78.27	79.7	0.0129	4.1	9.41	3	0.74	1.01	3.14
ColectorPrinc_1	12.1	PF-1	38.62	75.66	78.22	78.22	79.51	0.0214	5.03	7.68	3	1	0.95	2.56
ColectorPrinc_1	12	PF-1	38.62	73.16	74.54	75.72	78.99	0.1065	9.34	4.13	3	2.54	0.72	1.38
ColectorPrinc_1	11.850*	PF-1	38.62	73.11	74.78	75.67	77.82	0.064	7.72	5	3	1.91	0.79	1.67
ColectorPrinc_1	11.700*	PF-1	38.62	73.06	76.53	75.62	77.23	0.0101	3.71	10.42	3	0.64	1.05	3.47
ColectorPrinc_1	11.550*	PF-1	38.62	73.01	76.4	75.57	77.13	0.0108	3.8	10.16	3	0.66	1.04	3.39

<i>Reach</i>	<i>River Sta</i>	<i>Profile</i>	<i>Q Total</i>	<i>Min Ch El</i>	<i>W. S. Elev</i>	<i>Crit W.S.</i>	<i>E.G. Elev</i>	<i>E.G. Slope</i>	<i>Vel Chnl</i>	<i>Flow Area</i>	<i>Top Width</i>	<i>Froude # C</i>	<i>Hydr Radius</i>	<i>Max Chl Dpth</i>
ColectorPrinc_1	11.400*	PF-1	38.62	72.96	76.24	75.52	77.03	0.0116	3.93	9.84	3	0.69	1.03	3.28
ColectorPrinc_1	11.250*	PF-1	38.62	72.91	76.04	75.47	76.9	0.013	4.11	9.4	3	0.74	1.01	3.13
ColectorPrinc_1	11.1	PF-1	38.62	72.86	75.42	75.42	76.71	0.0214	5.03	7.68	3	1	0.95	2.56
ColectorPrinc_1	11	PF-1	38.62	70.68	72.11	73.24	76.23	0.0958	8.99	4.3	3	2.4	0.73	1.43
ColectorPrinc_1	10.850*	PF-1	38.62	70.63	72.37	73.2	75.16	0.0571	7.39	5.22	3	1.79	0.81	1.74
ColectorPrinc_1	10.700*	PF-1	38.62	70.58	74.06	73.15	74.76	0.0101	3.7	10.44	3	0.63	1.05	3.48
ColectorPrinc_1	10.550*	PF-1	38.62	70.53	73.93	73.09	74.66	0.0107	3.79	10.18	3	0.66	1.04	3.39
ColectorPrinc_1	10.400*	PF-1	38.62	70.49	73.77	73.05	74.55	0.0116	3.92	9.85	3	0.69	1.03	3.28
ColectorPrinc_1	10.250*	PF-1	38.62	70.44	73.57	73	74.43	0.013	4.1	9.41	3	0.74	1.01	3.14
ColectorPrinc_1	10.1	PF-1	38.62	70.39	72.95	72.95	74.24	0.0214	5.03	7.68	3	1	0.95	2.56
ColectorPrinc_1	10	PF-1	38.62	65.1	66.02	67.42	73.38	0.2227	12.02	3.21	3.5	4	0.6	0.92
ColectorPrinc_1	9.8714*	PF-1	38.62	65.05	66.16	67.37	71.2	0.1297	9.94	3.89	3.5	3.01	0.68	1.11
ColectorPrinc_1	9.7429*	PF-1	38.62	65	66.33	67.32	69.86	0.079	8.32	4.64	3.5	2.31	0.75	1.33
ColectorPrinc_1	9.6143*	PF-1	38.62	64.95	66.55	67.27	68.99	0.0479	6.93	5.58	3.5	1.75	0.83	1.59
ColectorPrinc_1	9.4857*	PF-1	38.62	64.91	67.89	67.22	68.59	0.0094	3.7	10.44	3.5	0.68	1.1	2.98
ColectorPrinc_1	9.3571*	PF-1	38.62	64.86	67.76	67.17	68.49	0.0101	3.81	10.15	3.5	0.71	1.09	2.9
ColectorPrinc_1	9.2286*	PF-1	38.62	64.81	67.59	67.12	68.39	0.0112	3.96	9.74	3.5	0.76	1.07	2.78
ColectorPrinc_1	9.1	PF-1	38.62	64.76	67.07	67.07	68.23	0.0179	4.77	8.1	3.5	1	1	2.31
ColectorPrinc_1	9	PF-1	38.62	58.38	63.99	60.69	64.19	0.0021	1.97	19.65	3.5	0.26	1.33	5.62
ColectorPrinc_1	8.8500*	PF-1	38.62	58.33	63.98	60.65	64.17	0.002	1.95	19.76	3.5	0.26	1.34	5.65
ColectorPrinc_1	8.7000*	PF-1	38.62	58.28	63.96	60.6	64.15	0.002	1.94	19.87	3.5	0.26	1.34	5.68
ColectorPrinc_1	8.5500*	PF-1	38.62	58.24	63.94	60.55	64.13	0.002	1.93	19.98	3.5	0.26	1.34	5.71
ColectorPrinc_1	8.4000*	PF-1	38.62	58.19	63.93	60.5	64.12	0.002	1.92	20.09	3.5	0.26	1.34	5.74
ColectorPrinc_1	8.2500*	PF-1	38.62	58.14	63.91	60.45	64.1	0.0019	1.91	20.2	3.5	0.25	1.34	5.77
ColectorPrinc_1	8.1	PF-1	82.58	58.09	61.93	61.93	63.86	0.0232	6.15	13.43	3.5	1	1.2	3.84
ColectorPrinc_1	8	PF-1	82.58	54.55	56.63	58.39	63.18	0.1076	11.33	7.29	3.5	2.51	0.95	2.08
ColectorPrinc_1	7.8500*	PF-1	82.58	54.5	56.88	58.34	61.89	0.076	9.9	8.34	3.5	2.05	1.01	2.38

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W. S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # C	Hydr Radius	Max Chl Dpth
ColectorPrinc_1	7.7000*	PF-1	82.58	54.45	57.22	58.29	60.92	0.0518	8.51	9.7	3.5	1.63	1.07	2.77
ColectorPrinc_1	7.5500*	PF-1	82.58	54.4	59.38	58.24	60.52	0.0125	4.75	17.4	3.5	0.68	1.29	4.97
ColectorPrinc_1	7.4000*	PF-1	82.58	54.36	59.17	58.2	60.4	0.0135	4.9	16.85	3.5	0.71	1.28	4.82
ColectorPrinc_1	7.2500*	PF-1	82.58	54.31	58.92	58.15	60.25	0.0149	5.12	16.14	3.5	0.76	1.27	4.61
ColectorPrinc_1	7.1	PF-1	82.58	54.26	58.1	58.1	60.03	0.0232	6.15	13.43	3.5	1	1.2	3.84
ColectorPrinc_1	7	PF-1	82.58	50.25	52.26	54.09	59.29	0.1182	11.74	7.03	3.5	2.65	0.94	2.01
ColectorPrinc_1	6.8500*	PF-1	82.58	50.2	52.5	54.04	57.89	0.0838	10.29	8.03	3.5	2.17	0.99	2.29
ColectorPrinc_1	6.7000*	PF-1	82.58	50.15	52.8	53.99	56.85	0.0581	8.91	9.27	3.5	1.75	1.05	2.65
ColectorPrinc_1	6.5500*	PF-1	82.58	50.1	55.08	53.94	56.22	0.0125	4.75	17.4	3.5	0.68	1.29	4.97
ColectorPrinc_1	6.4000*	PF-1	82.58	50.06	54.87	53.9	56.1	0.0135	4.9	16.86	3.5	0.71	1.28	4.82
ColectorPrinc_1	6.2500*	PF-1	82.58	50.01	54.62	53.85	55.95	0.0149	5.12	16.14	3.5	0.76	1.27	4.61
ColectorPrinc_1	6.1	PF-1	82.58	49.96	53.8	53.8	55.73	0.0232	6.15	13.43	3.5	1	1.2	3.84
ColectorPrinc_1	6	PF-1	82.58	45.72	47.7	49.56	54.97	0.1235	11.94	6.92	3.5	2.71	0.93	1.98
ColectorPrinc_1	5.8875*	PF-1	82.58	45.67	47.94	49.51	53.42	0.0854	10.36	7.97	3.5	2.19	0.99	2.28
ColectorPrinc_1	5.7750*	PF-1	82.58	45.62	51.29	49.45	52.17	0.0092	4.16	19.85	3.5	0.56	1.34	5.67
ColectorPrinc_1	5.6625*	PF-1	82.58	45.56	51.17	49.4	52.07	0.0094	4.21	19.64	3.5	0.57	1.33	5.61
ColectorPrinc_1	5.5500*	PF-1	82.58	45.51	51.05	49.35	51.98	0.0097	4.26	19.4	3.5	0.58	1.33	5.54
ColectorPrinc_1	5.4375*	PF-1	82.58	45.46	50.93	49.3	51.88	0.01	4.31	19.15	3.5	0.59	1.33	5.47
ColectorPrinc_1	5.3250*	PF-1	82.58	45.41	50.8	49.24	51.77	0.0104	4.38	18.87	3.5	0.6	1.32	5.39
ColectorPrinc_1	5.2125*	PF-1	82.58	45.35	50.66	49.19	51.67	0.0108	4.45	18.56	3.5	0.62	1.32	5.3
ColectorPrinc_1	5.1	PF-1	90.02	45.3	49.36	49.36	51.41	0.0241	6.34	14.2	3.5	1	1.22	4.06
ColectorPrinc_1	5	PF-1	90.02	41.23	43.08	44.95	50.63	0.1223	12.16	7.4	4	2.86	0.96	1.85
ColectorPrinc_1	4.8500*	PF-1	90.02	41.18	43.27	44.9	49.19	0.0883	10.77	8.36	4	2.38	1.02	2.09
ColectorPrinc_1	4.7000*	PF-1	90.02	41.13	43.5	44.85	48.11	0.0636	9.51	9.47	4	1.97	1.08	2.37
ColectorPrinc_1	4.5500*	PF-1	90.02	41.08	46.35	44.81	47.28	0.0087	4.27	21.08	4	0.59	1.45	5.27
ColectorPrinc_1	4.4000*	PF-1	90.02	41.04	46.25	44.76	47.2	0.0089	4.32	20.86	4	0.6	1.45	5.21
ColectorPrinc_1	4.2500*	PF-1	90.02	40.99	46.14	44.71	47.12	0.0092	4.36	20.63	4	0.61	1.44	5.16

**DIAGNÓSTICO Y PLAN DE MEJORAS DE LA RED DE SANEAMIENTO DE PEÑA BLANCA,
CORTÉS, HONDURAS.**

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W. S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # C	Hydr Radius	Max Chl Dpth
ColectorPrinc_1	4.1	PF-1	90.02	40.94	46.03	44.66	47.03	0.0095	4.42	20.36	4	0.63	1.44	5.09
ColectorPrinc_1	4	PF-1	90.02	40.75	46.04	44.47	46.96	0.0087	4.26	21.14	4	0.59	1.45	5.29
ColectorPrinc_1	3.8500*	PF-1	90.02	40.7	45.93	44.42	46.88	0.0089	4.3	20.93	4	0.6	1.45	5.23
ColectorPrinc_1	3.7000*	PF-1	90.02	40.65	45.83	44.37	46.79	0.0091	4.35	20.7	4	0.61	1.44	5.17
ColectorPrinc_1	3.5500*	PF-1	90.02	40.61	45.72	44.32	46.7	0.0094	4.4	20.44	4	0.62	1.44	5.11
ColectorPrinc_1	3.4000*	PF-1	90.02	40.56	45.6	44.28	46.61	0.0097	4.47	20.16	4	0.64	1.43	5.04
ColectorPrinc_1	3.2500*	PF-1	90.02	40.51	45.47	44.23	46.52	0.01	4.53	19.85	4	0.65	1.43	4.96
ColectorPrinc_1	3.1	PF-1	90.02	40.46	45.33	44.18	46.42	0.0105	4.62	19.49	4	0.67	1.42	4.87
ColectorPrinc_1	3	PF-1	90.02	40.21	45.56	43.65	46.27	0.006	3.74	24.05	4.5	0.52	1.58	5.35
ColectorPrinc_1	2.8714*	PF-1	90.02	40.16	45.5	43.6	46.22	0.006	3.75	24.01	4.5	0.52	1.58	5.34
ColectorPrinc_1	2.7429*	PF-1	90.02	40.12	45.44	43.55	46.16	0.006	3.76	23.97	4.5	0.52	1.58	5.33
ColectorPrinc_1	2.6143*	PF-1	90.02	40.07	45.39	43.51	46.11	0.006	3.76	23.93	4.5	0.52	1.58	5.32
ColectorPrinc_1	2.4857*	PF-1	90.02	40.02	45.33	43.46	46.05	0.006	3.77	23.89	4.5	0.52	1.58	5.31
ColectorPrinc_1	2.3571*	PF-1	90.02	39.97	45.27	43.41	46	0.0061	3.78	23.84	4.5	0.52	1.58	5.3
ColectorPrinc_1	2.2286*	PF-1	90.02	39.93	45.21	43.37	45.94	0.0061	3.78	23.79	4.5	0.53	1.58	5.29
ColectorPrinc_1	2.1	PF-1	108.45	39.88	43.77	43.77	45.73	0.0187	6.19	17.52	4.5	1	1.43	3.89
ColectorPrinc_1	2	PF-1	108.45	39.01	44.17	42.9	45.28	0.0094	4.67	23.21	4.5	0.66	1.57	5.16
ColectorPrinc_1	1.8500*	PF-1	108.45	38.96	44.04	42.85	45.19	0.0098	4.74	22.86	4.5	0.67	1.56	5.08
ColectorPrinc_1	1.7000*	PF-1	108.45	38.91	43.91	42.81	45.09	0.0102	4.83	22.47	4.5	0.69	1.55	4.99
ColectorPrinc_1	1.5500*	PF-1	108.45	38.87	43.75	42.76	44.99	0.0107	4.93	21.99	4.5	0.71	1.54	4.89
ColectorPrinc_1	1.4000*	PF-1	108.45	38.82	43.57	42.71	44.88	0.0114	5.07	21.41	4.5	0.74	1.53	4.76
ColectorPrinc_1	1.2500*	PF-1	108.45	38.77	43.35	42.66	44.76	0.0125	5.26	20.63	4.5	0.78	1.51	4.58
ColectorPrinc_1	1.1	PF-1	108.45	38.72	42.61	42.61	44.57	0.0187	6.19	17.52	4.5	1	1.43	3.89
ColectorPrinc_1	1	PF-1	108.45	37.88	43.04	41.77	44.15	0.0094	4.67	23.21	4.5	0.66	1.57	5.16
ColectorPrinc_1	0.91833*	PF-1	108.45	37.83	42.91	41.72	44.06	0.0098	4.74	22.86	4.5	0.67	1.56	5.08
ColectorPrinc_1	0.83667*	PF-1	108.45	37.78	42.77	41.68	43.96	0.0102	4.83	22.46	4.5	0.69	1.55	4.99
ColectorPrinc_1	0.75500*	PF-1	108.45	37.73	42.62	41.63	43.86	0.0107	4.93	21.99	4.5	0.71	1.54	4.89

DIAGNÓSTICO Y PLAN DE MEJORAS DE LA RED DE SANEAMIENTO DE PEÑA BLANCA,
CORTÉS, HONDURAS.

<i>Reach</i>	<i>River Sta</i>	<i>Profile</i>	<i>Q Total</i>	<i>Min Ch El</i>	<i>W. S. Elev</i>	<i>Crit W.S.</i>	<i>E.G. Elev</i>	<i>E.G. Slope</i>	<i>Vel Chnl</i>	<i>Flow Area</i>	<i>Top Width</i>	<i>Froude # C</i>	<i>Hydr Radius</i>	<i>Max Chl Dpth</i>
ColectorPrinc_1	0.67333*	PF-1	108.45	37.69	42.44	41.58	43.75	0.0114	5.07	21.4	4.5	0.74	1.53	4.76
ColectorPrinc_1	0.59167*	PF-1	108.45	37.64	42.22	41.53	43.63	0.0125	5.26	20.63	4.5	0.78	1.51	4.58
ColectorPrinc_1	0.51	PF-1	108.45	37.59	41.87	41.48	43.49	0.0148	5.63	19.26	4.5	0.87	1.47	4.28
ColectorPrinc_1	0.5	PF-1	108.45	36.68	42.29	40.57	43.23	0.0077	4.3	25.25	4.5	0.58	1.61	5.61
ColectorPrinc_1	0.43333*	PF-1	108.45	36.68	42.17	40.57	43.15	0.0081	4.39	24.72	4.5	0.6	1.6	5.49
ColectorPrinc_1	0.36667*	PF-1	108.45	36.68	42.04	40.57	43.07	0.0086	4.49	24.13	4.5	0.62	1.59	5.36
ColectorPrinc_1	0.30000*	PF-1	108.45	36.68	41.9	40.57	42.98	0.0092	4.62	23.48	4.5	0.65	1.57	5.22
ColectorPrinc_1	0.23333*	PF-1	108.45	36.68	41.73	40.57	42.89	0.0099	4.78	22.71	4.5	0.68	1.56	5.05
ColectorPrinc_1	0.16667*	PF-1	108.45	36.68	41.52	40.57	42.78	0.011	4.98	21.76	4.5	0.72	1.54	4.84
ColectorPrinc_1	0.1	PF-1	108.45	36.68	41.22	40.57	42.66	0.0128	5.31	20.42	4.5	0.8	1.5	4.54
ColectorPrinc_1	0	PF-1	108.45	36.68	40.58	40.58	42.53	0.0187	6.19	17.53	4.5	1	1.43	3.9

10. APÉNDICES

10.1 Apéndice 1: Detalle de Licencia ArcGis.

DE: **Esri Customer Service** <service@esri.com>
PARA: "anamilenar88@gmail.com" <anamilenar88@gmail.com>
FECHA: 15 de febrero de 2016, 17:34
ASUNTO: Esri - Your Free ArcGIS Trial
CIFRADO: Estándar (TLS) [Más información](#)



Dear Ana Milena:

Thank you for choosing to try ArcGIS for 60 days.

Just a reminder, your 60-day trial of ArcGIS includes the following:

- ArcGIS Online
- ArcGIS for Desktop
 - ArcMap
 - ArcGIS Pro - Please note that ArcGIS Pro does not require an authorization code. It does require a separate set of activation instructions that can be found at trial.arcgis.com.
- Additional ready-to-use apps

Here is your software authorization code for ArcMap: **EVA886458021**

Please do not reply to this automatically generated e-mail.

Please save this e-mail for future reference.

Thank you,

The ArcGIS Team

Esri.com | [Privacy](#) | [Contact Us](#)

Copyright © 2015 Esri. All rights reserved.
Esri, 380 New York Street, Redlands, CA 92373, USA

10.2 Apéndice 2: Normas de Diseño SANAA, HONDURAS.

SERVICIO AUTÓNOMO NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS (SANAA)

NORMAS DE DISEÑO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO, ALCANTARILLADO PLUVIAL Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO IX

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Los sistemas se diseñarán para una frecuencia de ocurrencia no menor de 5 años y ésta se fijará de acuerdo con la importancia del sector servido, de la siguiente manera:

- a) Para las zonas residenciales de 5 a 10 años.
- b) Para las zonas comerciales o de industria de 10 a 20 años.
- c) Diseño de colectores principales de 10 a 50 años.

9.5 Área Tributaria

El área tributaria en un tramo se hará sumando el área del tramo considerado con las áreas tributarias de los tramos anteriores.

9.6 Calculo Hidráulico

- a) En general, se usarán secciones circulares de concreto funcionando como canales a sección llena.
- b) El cálculo de la capacidad, velocidad, diámetro y pendientes, se hará aplicando la fórmula de Manning ya expuesta en los Capítulos anteriores.
- c) Cada tramo se calculará con el caudal que tenga en su extremo aguas abajo.

9.6.1 Diámetros Mínimos

El diámetro mínimo será de 450 mm (18"), las tuberías que unen los tragantes con los pozos de registro serán de 375mm (15").

9.6.2 Velocidades Máximas y Mínimas

Velocidad máxima a sección llena: 5.00 m/s
Velocidad mínima: 0.60 m/s

9.6.3 Profundidad de las tuberías

De la corona a la superficie: 1.20 metros
Cuando la altura resulte mayor de 3.00 metros se diseñará una tubería auxiliar sobre la principal para recibir las conexiones domiciliarias.

9.7 Obras Accesorias

9.7.1 Pozos de Visita

Se diseñarán para localizarlos en los siguientes casos:

- a) En cambios de diámetro
- b) En cambios de pendiente
- c) En cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24" Ø
- d) En la intersección de dos o mas tuberías
- e) En los extremos superiores de ramales iniciales
- f) A distancias no mayores de 80 metros en línea recta en diámetros hasta de 24" Ø
- g) A distancias no mayores de 150 metros en línea recta en diámetros superiores a 24" Ø
- h) La diferencia de cotas de invertida entre las tuberías que entra y la que sale de un pozo será como mínimo 0.03 m; cuando el diámetro interior de la tubería que entra sea menor que la que sale, la diferencia de cotas de invertida será como mínimo la diferencia de diámetros.
- i) Siempre que la diferencia de cotas de invertida de la tubería que entra con la que sale sea mayor de 0.70 m, deberá diseñarse un accesorio especial que encause el caudal con un mínimo de turbulencia.

La altura del pozo no será mayor de 4.50 metros ni menor de 1.50 metros, para paredes normales. Cuando la altura del pozo este entre 4.50 y 6.00 metros colocar paredes dobles desde la base del pozo hasta una altura de h/3.