

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



**Propuesta de línea de drenaje para agua pluvial y su  
tratamiento mitigando zonas de riesgo por inundación en el  
casco urbano de Antigua Guatemala, Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Erick David Rios Rosito para  
optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2019







**Propuesta de línea de drenaje para agua pluvial y su  
tratamiento mitigando zonas de riesgo por inundación en el  
casco urbano de Antigua Guatemala, Guatemala**



UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



**Propuesta de línea de drenaje para agua pluvial y su  
tratamiento mitigando zonas de riesgo por inundación en el  
casco urbano de Antigua Guatemala, Guatemala**


Trabajo de graduación presentado por Erick David Rios Rosito para  
optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,


2019




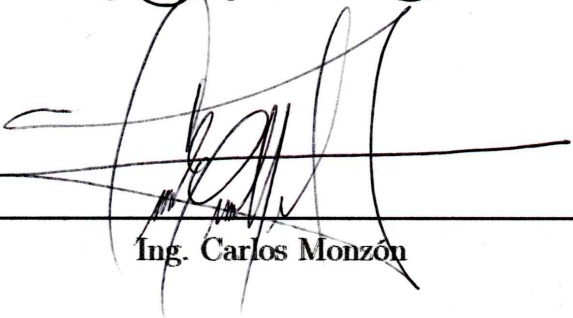
Vo.Bo.:

(f)   
Ing. Otoniel Echeverría

Tribunal Examinador:

(f)   
Ing. Otoniel Echeverría

(f)   
Ing. Roberto Godo Levensen

(f)   
Ing. Carlos Monzón

Fecha de aprobación: Guatemala, 04 de diciembre de 2019.



Este trabajo de graduación está enfocado en el diseño de una red de drenaje pluvial para mitigar las zonas de inundación dentro del caso urbano de la Antigua Guatemala. También se enfoca en la valoración del recurso hídrico por medio de la propuesta de pre tratamiento del efluente de la red para su reuso.

Por otra parte, le agradezco a Dios por darme la oportunidad de acercarme a él, de estudiar y de conocer a las amistades que considero como mi propia familia a través de la carrera.

A mis padres, hermanos, tía y novia por estar siempre pendientes de mi y de mis estudios.

A la Municipalidad de Antigua Guatemala, Sacatepéquez, por otorgar el permiso y soporte durante la medición de los puntos de control. A mi asesor MSc. Ing. Otoniel Echeverría y al Arquitecto Al Moshe Asturias por siempre tener la iniciativa de ayudar a sus estudiantes.

A mi abuelito que en la tierra y en el cielo siempre me guía a ser el hombre e ingeniero que quiero ser a través de su ejemplo.



|  |             |
|--|-------------|
| <b>Prefacio</b>  | <b>v</b>    |
| <b>Lista de figuras</b>  | <b>xI</b>   |
| <b>Lista de cuadros</b>  | <b>xIII</b> |
| <b>Resumen</b>   | <b>xv</b>   |
| <b>Abstract</b>  | <b>xvII</b> |
| <b>1. Introducción</b>   | <b>1</b>    |
| <b>2. Objetivos</b>  | <b>3</b>    |
| 2.1. Objetivo general . . . . .  | 3           |
| 2.2. Objetivos específicos . . . . .   | 3           |
| <b>3. Marco teórico</b>  | <b>5</b>    |
| 3.1. Cuenca hidrográfica . . . . .   | 5           |
| 3.1.1. Características de una cuenca hidrográfica . . . . .  | 6           |
| 3.1.2. Tiempo de concentración . . . . .   | 8           |
| 3.1.3. Caudal de diseño para áreas tributarias . . . . .   | 8           |
| 3.1.4. Intensidad de lluvia . . . . .  | 8           |
| 3.2. Red de drenaje pluvial . . . . .  | 9           |
| 3.2.1. Consideraciones generales de diseño de los sistemas de recolección y<br>evacuación de aguas pluviales . . . . . | 9           |
| 3.2.2. Tipos de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales . . . .  | 10          |
| 3.2.3. Consideraciones de diseño de redes de sistemas de alcantarillado pluvial  | 11          |
| 3.3. Hidráulica de tuberías . . . . .  | 14          |
| 3.3.1. Tipos de flujo . . . . .  | 14          |
| 3.3.2. Número de Reynoldolds . . . . .   | 15          |
| 3.3.3. Ecuación de Darcy-Weisbach . . . . .  | 15          |
| 3.3.4. Ecuación de Hazen-Williams . . . . .  | 17          |
| 3.3.5. Sistemas de distribución de agua . . . . .  | 18          |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 3.3.6.    | Cotas invert . . . . .  | 21        |
| 3.3.7.    | Pozos de visita . . . . .   | 21        |
| 3.3.8.    | Estimación de las áreas tributarias . . . . .                             | 22        |
| 3.4.      | Tratamiento de aguas residuales . . . . .                                 | 22        |
| 3.4.1.    | Contaminantes y sus tratamientos . . . . .                                | 22        |
| 3.4.2.    | Niveles de tratamiento de aguas residuales . . . . .                      | 23        |
| 3.4.3.    | Operaciones físicas unitarias . . . . .                                   | 23        |
| 3.4.4.    | Dimensionamiento de desarenador de flujo horizontal . . . . .             | 25        |
| 3.4.5.    | Acuerdo Gubernativo No. 236-2006 . . . . .                                | 28        |
| <b>4.</b> | <b>Metodología</b>  | <b>31</b> |
| 4.1.      | Elección del material del colector principal . . . . .                    | 31        |
| 4.2.      | Ubicación de los pozos de visita . . . . .                                | 31        |
| 4.3.      | Cálculos geométricos de los colectores . . . . .                          | 32        |
| 4.4.      | Determinación del área tributaria . . . . .                               | 33        |
| 4.4.1.    | Coefficientes de escorrentía según las áreas . . . . .                    | 34        |
| 4.5.      | Determinación del tiempo de concentración . . . . .                       | 34        |
| 4.5.1.    | Tiempos de escurrimiento . . . . .  | 35        |
| 4.6.      | Intensidad de lluvia . . . . .  | 36        |
| 4.7.      | Caudal de diseño por tramo . . . . .                                      | 37        |
| 4.8.      | Información obtenida de Hcanales V3.0 . . . . .                           | 37        |
| 4.9.      | Criterios de cumplimiento . . . . .                                       | 38        |
| 4.9.1.    | Relación $y/D$ . . . . .  | 38        |
| 4.9.2.    | Velocidad dentro del colector . . . . .                                   | 39        |
| 4.10.     | Pozo de inundación . . . . .  | 39        |
| 4.10.1.   | Volumen total a almacenar . . . . .                                       | 39        |
| 4.10.2.   | Pérdidas en las tuberías de la bomba . . . . .                            | 40        |
| 4.10.3.   | Pérdidas en los accesorios de tuberías de la bomba . . . . .              | 40        |
| 4.10.4.   | Potencia requerida de bombeo . . . . .                                    | 41        |
| 4.10.5.   | Dimensiones del tanque de inundación . . . . .                            | 41        |
| 4.10.6.   | Dimensiones del tanque previo a desarenador . . . . .                     | 41        |
| 4.11.     | Caudal de entrada a la planta . . . . .                                   | 42        |
| 4.11.1.   | Volumen a almacenar posterior al desarenador . . . . .                    | 43        |
| 4.12.     | Desarenador de flujo horizontal . . . . .                                 | 44        |
| 4.12.1.   | Área transversal del flujo . . . . .                                      | 44        |
| 4.12.2.   | Altura de vena líquida . . . . .  | 44        |
| 4.12.3.   | Pendiente del canal . . . . .   | 45        |
| 4.12.4.   | Largo del canal . . . . .   | 45        |
| 4.12.5.   | Diseño del desarenador de flujo horizontal . . . . .                      | 45        |
| <b>5.</b> | <b>Análisis y discusión de resultados</b>                                 | <b>47</b> |
| 5.1.      | Ubicación y nomenclatura de los colectores para drenaje pluvial . . . . . | 47        |
| 5.2.      | Áreas tributarias por tramo de tubería . . . . .                          | 48        |
| 5.3.      | Diámetros obtenidos para la línea de drenaje pluvial . . . . .            | 48        |
| 5.4.      | Diseño de los colectores para drenaje pluvial . . . . .                   | 49        |
| 5.4.1.    | Diseño geométrico de los colectores pluviales . . . . .                   | 50        |
| 5.4.2.    | Cálculo de las intensidades de lluvia y caudales . . . . .                | 51        |
| 5.4.3.    | Verificación del tirante y velocidad en Hcanales V3.0 . . . . .           | 52        |

|            |   |           |
|------------|---|-----------|
| 5.5.       | Comparación entre los diámetros existentes y los calculados para un mismo evento de precipitación . . . . .   | 53        |
| 5.6.       | Diseño geométrico de tanques de almacenamiento y pozo de inundación . . .   | 54        |
| 5.6.1.     | Pozo de inundación . . . . .  | 54        |
| 5.6.2.     | Pérdidas de las tuberías del sistema de bombeo . . . . .  | 55        |
| 5.6.3.     | Dimensiones del tanque previo al desarenador . . . . .  | 56        |
| 5.6.4.     | Caudal de entrada al desarenador . . . . .  | 56        |
| 5.7.       | Diseño geométrico del desarenador de flujo horizontal . . . . .   | 56        |
| 5.7.1.     | Determinación del ancho, tirante y pendiente del canal . . . . .  | 56        |
| 5.7.2.     | Parámetros de diseño . . . . .  | 56        |
| 5.7.3.     | Velocidad de sedimentación y longitud del desarenador . . . . .   | 57        |
| 5.7.4.     | Ancho, zona de transición y tiempos de desplazamiento y sedimentación   | 57        |
| 5.8.       | Propuesta de reuso del efluente del desarenador . . . . .   | 57        |
| <b>6.</b>  | <b>Conclusiones</b>   | <b>59</b> |
| <b>7.</b>  | <b>Recomendaciones</b>  | <b>61</b> |
| 7.1.       | Estudiantes . . . . .   | 61        |
| 7.2.       | Entidades encargadas . . . . .  | 61        |
| <b>8.</b>  | <b>Bibliografía</b>   | <b>63</b> |
| <b>9.</b>  | <b>Anexos</b>   | <b>65</b> |
| 9.1.       | Mapas de los pozos de visita . . . . .  | 66        |
| 9.1.1.     | Mapa de los pozos de visita entre la cuesta del cerro de la Cruz y la 1era avenida . . . . .  | 66        |
| 9.1.2.     | Mapa de los pozos de visita de la primera avenida hasta el desarenador  | 67        |
| 9.2.       | Mapa de diámetros obtenidos en el diseño . . . . .  | 68        |
| 9.3.       | Mapa de las áreas tributarias asignadas a cada tramo . . . . .  | 69        |
| 9.4.       | Memoria de cálculo de las dimensiones del pozo de inundación y tanque de almacenamiento previo y posterior al desarenador en Mathcad V5.0 . . . . . | 71        |
| 9.5.       | Diseño geométrico del desarenador de flujo horizontal Mathcad V5.0 . . . . .  | 74        |
| <b>10.</b> | <b>Glosario</b>   | <b>79</b> |



---

## Lista de figuras

---

|     |   |    |
|-----|---|----|
| 1.  | Tipos de cuenca . . . . .   | 5  |
| 2.  | Características de una cuenca hidrográfica . . . . .  | 6  |
| 3.  | Indicadores de capacidad de drenaje de una cuenca . . . . .                                     | 7  |
| 4.  | Distancia entre gota más lejana al primer pozo de visita. . . . .                               | 35 |
| 5.  | Iteración en Hcanales V3.0 para el primer tramo (T1-i1) . . . . .                               | 38 |
| 6.  | Caudal para un tubo de 3 pulgadas con Hcanales V3.0 . . . . .                                   | 43 |
| 7.  | Geometría de tramo T1-T2 con pendiente de terreno elevada. . . . .                              | 47 |
| 8.  | Áreas tributarias para diferentes tipos de superficie. . . . .                                  | 48 |
| 9.  | Diámetros obtenidos para la red de drenaje pluvial. . . . .                                     | 49 |
| 10. | Cotas de rasante, invert y profundidad de pozos para los colectores de drenaje pluvial. . . . . | 50 |
| 11. | Área, coeficiente de escorrentía, intensidad de lluvia y caudal. . . . .                        | 51 |
| 12. | Verificación de tirante y velocidad en los colectores. . . . .                                  | 52 |
| 13. | Comparación entre red de drenaje existente y la diseñada. . . . .                               | 53 |
| 14. | Volumen total a almacenar durante el tiempo de concentración. . . . .                           | 54 |
| 15. | Dimensiones del pozo de inundación. . . . .   | 55 |
| 16. | Potencia requerida de una bomba. . . . .  | 55 |
| 17. | Ubicación de la parcela del desarenador. . . . .  | 58 |
| 18. | Pozos de visita entre la cuesta del cerro de la cruz hasta la 1era Av. . . . .                  | 66 |
| 19. | Pozos de visita entre la 1era Av. y el desarenador . . . . .                                    | 67 |
| 20. | Diámetros obtenidos en el diseño de la línea de colectores. . . . .                             | 68 |
| 21. | Áreas tributarias por tramo. . . . .  | 69 |
| 22. | Volumen a almacenar, pérdidas en la tubería y por accesorios. . . . .                           | 71 |
| 23. | Dimensiones pozo inundación y tanque previo a desarenador. . . . .                              | 72 |
| 24. | Caudal de entrada al canal del desarenador y volumen tanque final de almacenamiento. . . . .    | 73 |
| 25. | Área transversal, tirante y pendiente de canal. . . . .   | 74 |
| 26. | Parámetros del desarenador y velocidad de sedimentación. . . . .                                | 75 |
| 27. | Longitud del desarenador. . . . .   | 76 |
| 28. | Ancho desarenador y tiempos de retención. . . . .   | 77 |



---

## Lista de cuadros

---

|    |   |    |
|----|---|----|
| 1. | Obtención de curvas IDF según el nivel de complejidad de la red de drenajes.                | 12 |
| 2. | Valores de periodos de retorno de diseño según características del área de drenaje. . . . . | 13 |
| 3. | Valores de coeficientes de escorrentía. . . . .   | 14 |



El objetivo principal de este trabajo de investigación es la realización del diseño de una línea de drenaje que sea apta en términos de capacidad hidráulica de conducir el efluente de agua por precipitación que afecta en la movilidad e infraestructura del casco urbano de la Antigua Guatemala. Así mismo, se diseñó un desarenador de flujo horizontal capaz de proveer un volumen propuesto de agua apta para el reuso dentro de la planta de alimentos sobre la RN-14.

Para lograr este propósito, se determinó el método de diseño de la línea de drenaje, usando información de análisis hidrológico por inundación para realizar el diseño hidráulico de la red. También se comparó el desempeño de la línea propuesta con la existente, tomando en cuenta las mismas zonas de inundación y un evento de precipitación igual para ambas redes. Para iniciar el diseño de la red, se georreferenciaron puntos de control necesarios para obtener pendientes de terreno superficiales y de igual manera representarlos en un mapa temático.

Se ubicó la posición más conveniente para el desarenador de flujo horizontal en función del reuso propuesto del agua colectada en la red de drenaje. Con esta base se determinaron los posibles reusos del agua tratada de acuerdo a los parámetros de aplicabilidad indicados en el acuerdo gubernativo 236-2006. Para ambos diseños, la red de drenaje y el desarenador de flujo horizontal, se elaboraron planos de las configuraciones geométricas necesarias para el mantenimiento y construcción de estas obras hidráulicas.



This is an abstract of the study developed under the name of "Drainage line proposal for rainwater and its treatment mitigating flood risk areas in the urban area of Antigua Guatemala, Guatemala". The main objective of this research work is the design of a drainage line that is suitable in terms of hydraulic capacity to drive the water effluent by precipitation that affects the mobility and infrastructure of the urban area of Antigua Guatemala. Likewise, a horizontal flow sand trap was designed considering its capacity of providing a proposed volume of water suitable for the reuse of the food plant on the RN-14.

To achieve this purpose, the drainage line design method was determined, using flood hydrological analysis information to perform the hydraulic design of the network. The performance of the proposed line was also compared with the existing one, taking into account the same flood zones and an equal precipitation event for both networks. To initiate the design of the network, control points necessary to obtain surface terrain slopes were georeferenced and similarly represented on a thematic map.

The most convenient position for the horizontal flow sand trap was located based on the proposed reuse of the water collected in the drainage network. On this basis the possible reuses of the treated water were determined according to the applicability parameters indicated in the government agreement 236-2006. For both designs, the drainage network and the horizontal flow sand trap, blueprints of the geometric configurations, necessary for the maintenance and construction of these hydraulic works, were prepared.



Los caudales que entran a la Ciudad de Antigua Guatemala para un periodo de retorno de lluvias de 2 años son de  $4.6 \text{ m}^3/\text{s}$ , que corresponde a un volumen de  $81.64 \text{ m}^3$  de agua acumulados dentro de la misma ciudad. La probabilidad de ocurrencia del evento para el periodo de retorno de 2 años es del 50 %. Esta probabilidad de ocurrencia y los grandes volúmenes de ingreso por precipitación a La Antigua Guatemala perjudican tanto en la circulación vehicular y peatonal de las vías más afectadas como en el deterioro de estructuras aledañas a estas vías [1].

La amenaza de inundación en áreas urbanas se define como una condición latente de posible ocurrencia. Para áreas urbanas en donde la cuenca de drenaje ha sido modificada a través de los años por las comunidades en su deseo de amoldar el territorio para su beneficio inmediato, los elementos constituyentes del sistema de drenaje pluvial urbano se ven afectados ante eventos que superen su capacidad hidráulica. En este caso, el correcto funcionamiento de estas redes de drenaje colapsa cuando el caudal llena la sección hidráulica de la tubería y se genera un flujo a presión [2].

El municipio no cuenta con una planta de tratamiento para aguas ni desechos sólidos, lo que complica el impacto ambiental y el riesgo de aumentar enfermedades en la población y daños a ecosistemas [1]. La Política Nacional del Agua recomienda el aprovechamiento de fuentes, reduciendo el riesgo de incurrir en una escasez de agua. Esto con el fin de hacer sostenible en el tiempo las condiciones ambientales del sitio. Esta acción debe combinarse con obras de regulación, definición de caudales ecológicos e incentivos para el reuso, reciclado y tratamiento de las aguas residuales [3].

El presente trabajo propone el diseño de una línea de colectores de drenaje pluvial para mitigar las inundaciones en las zonas susceptibles al anegamiento por lluvia. También se considera el diseño geométrico de un desarenador de flujo horizontal para la remoción de las partículas de arena volcánica que el agua de escurrimiento conduce hasta la línea de drenaje. Para su desarrollo fue necesario el uso de Sistemas de Información Geográfica, Civil3D para esquematizar las cotas sobre el nivel del mar de la tubería y la disposición del desarenador.



### 2.1. Objetivo general

Desarrollar una propuesta para mitigar zonas de inundaciones en el casco urbano de Antigua Guatemala por medio de una línea de drenaje para aguas pluviales y el reuso del agua por medio del diseño de una planta de tratamiento.

### 2.2. Objetivos específicos

- Realizar el diseño hidráulico de una línea de drenaje, con el fin de mitigar zonas de inundación establecidas, debido a agua de lluvia, en el casco urbano de la Antigua Guatemala.
- Comparar el desempeño del diseño de la línea de drenaje propuesta con la línea existente para un mismo evento de precipitación.
- Diseñar una planta de tratamiento, con el fin de hacer posible el reuso del agua proveniente de las precipitaciones causantes de inundaciones dentro del casco urbano de la Antigua Guatemala.
- Elaborar planos del diseño tanto de la línea de drenaje como de los elementos que constituyen la planta de tratamiento.

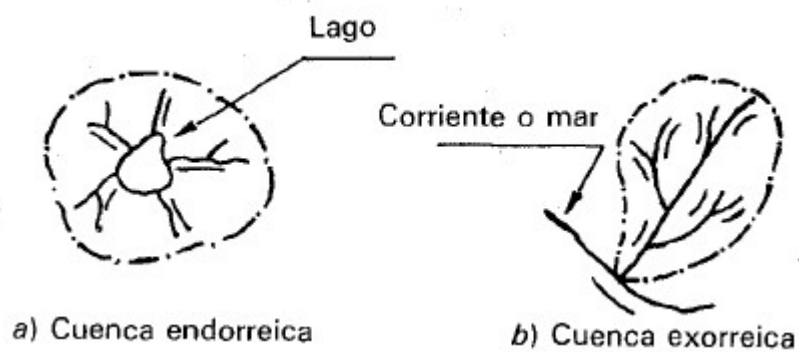


### 3.1. Cuenca hidrográfica

La cuenca hidrológica es la unidad básica de estudio de la hidrología. Esta es una zona superficial en donde el agua por precipitación es drenada por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. Desde el punto de vista de su salida, existen dos tipos de cuencas [4]:

- Endorreicas: el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago.
- Exorreicas: el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y termina en otra corriente o en el mar.

Figura 1: Tipos de cuenca



[4]

A nivel de cuenca la precipitación es vista como un estímulo, al que la cuenca responde con escurrimiento en su salida. Entre estos estímulos-respuestas se crean fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra y que se controlan por características geomorfológicas de la cuenca. Estas características se clasifican en dos tipos [4]:

- Las que condicionan el volumen de escurrimiento: área de la cuenca y el tipo del suelo.
- Las que condicionan la velocidad de respuesta: orden de corriente, pendiente de la cuenca, y los cauces.

### 3.1.1. Características de una cuenca hidrográfica

#### Parteaguas

Es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las vecinas [4].

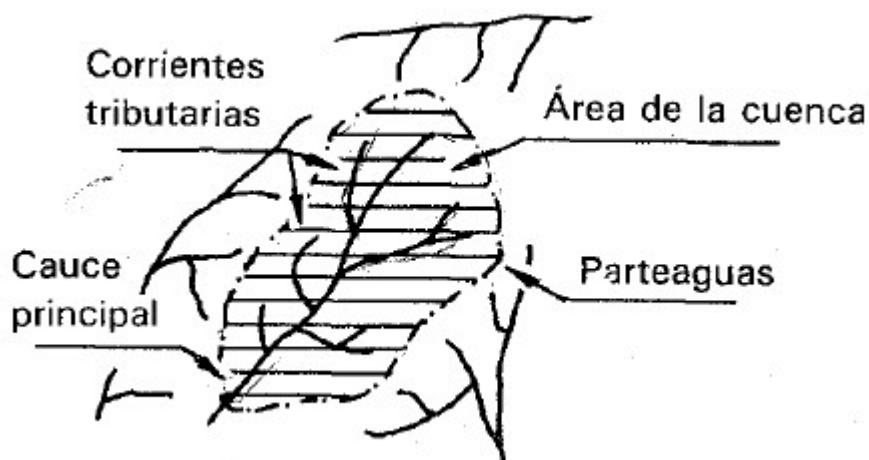
#### Área de la cuenca

Es la superficie en proyección horizontal delimitada por el parteaguas [4]

#### Corriente principal

La corriente principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de esta si la cuenca es exorreica y toda cuenca tiene una sola corriente principal. Para las demás corrientes de este tipo se denominan corrientes tributarias [4].

Figura 2: Características de una cuenca hidrográfica



[4]

## Subcuencas o cuencas tributarias

Son cuencas que corresponden a las corrientes tributarias. Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, mayor capacidad de drenaje tendrá la cuenca. Es decir, su respuesta a la precipitación será más rápida [4].

## Orden de corrientes

Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de orden 1. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos de orden 2 forman una de 3 y así sucesivamente. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente en su salida [4].

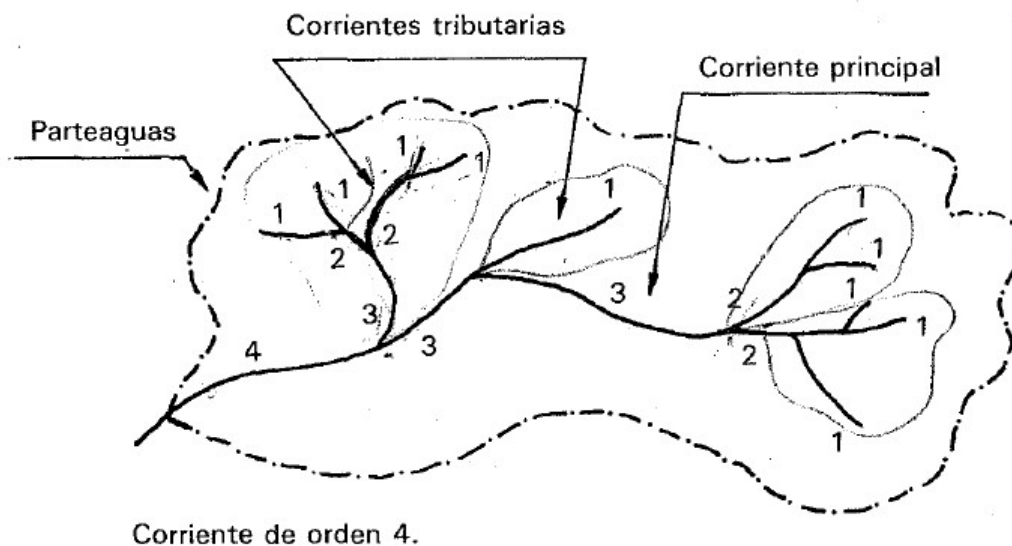
## Densidad de corrientes

Este es otro indicador del grado de respuesta de drenaje de una cuenca. La densidad de corrientes se define como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área [4].

## Densidad de drenaje

Este también es un indicador del grado de respuesta de drenaje de una cuenca. Se define como la longitud de corrientes por unidad de área [4].

Figura 3: Indicadores de capacidad de drenaje de una cuenca



[4]

### 3.1.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración del área tributaria se estima mediante fórmulas basados en parámetros morfométricos de las diferentes cuencas de Guatemala. La ecuación utilizada en el medio Guatemalteco es la de *Kirpich* [5]:

$$t_c = \frac{3 * L^{1.15}}{154 * H^{0.38}} \quad (1)$$

Donde:

- L: longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria.
- H: desnivel del dicho cauce.

### 3.1.3. Caudal de diseño para áreas tributarias

Este caudal de diseño está asociado a los valores de intensidad de lluvias en función de la estación más cercana al área de estudio y al periodo de retorno de diseño seleccionado. La siguiente ecuación considera el método racional y que la cuenca tributaria de estudio es pequeña [5].

$$Q = \frac{C * i * A}{360} \quad (2)$$

Donde:

- Q: caudal pico en  $m^3/s$ .
- C: coeficiente de escorrentía.
- i: intensidad de precipitación en  $mm/hr$  con una duración igual a  $t_c$
- A: área de la cuenca tributaria en  $km^2$

### 3.1.4. Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia posee un modelo matemático que se ajusta según los parámetros A, B y n, en este caso se utilizaron los parámetros de ajuste para un periodo de retorno de 10 años de la estación ALAMEDA ICTA (Chimaltenango) [5].

$$i = \frac{A}{(B + t_c)^n} \quad (3)$$

Donde:

- A: parámetro de ajuste, para este trabajo de graduación se utilizó un valor de 639, 800.
- B: parámetro de ajuste, para este trabajo de graduación se utilizó un valor de 70.
- n: parámetro de ajuste, para este trabajo de graduación se utilizó un valor de 1.954.

## **3.2. Red de drenaje pluvial**

Una red de drenaje pluvial sirve para evacuar el escurrimiento superficial y el agua proveniente de la precipitación. Para un sector o zona determinada, los gastos máximos de escurrimiento son mucho mayores que los de las aguas servidas de origen doméstico [6]. Un alcantarillado de aguas pluviales es un sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de aguas pluviales [7].

### **3.2.1. Consideraciones generales de diseño de los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales**

#### **Definición del nivel de complejidad del sistema**

Se debe definir el nivel de complejidad del sistema, según se establece en el capítulo D.3 (sistemas de alcantarillado sanitario) y D.4 (Redes de sistemas de alcantarillado pluvial) [7].

#### **Justificación del proyecto y definición del alcance**

Todo componente de un sistema de evacuación de aguas pluviales debe justificarse con la identificación de un problema de salud pública, del medio ambiente o bienestar social. Este problema tiene solución con el sistema propuesto [7].

#### **Conocimiento del marco institucional**

El diseñador del sistema debe conocer las diferentes entidades relacionadas con la prestación del servicio público de suministro de agua potable y recolección de aguas pluviales. Algunas entidades y aspectos para reconocer son [7]:

- Entidad responsable del proyecto.
- Constructor.
- Rol del municipio.
- Autoridad de ambiente competente.

## **Acciones legales**

El diseñador debe conocer todas las leyes, decretos y reglamentos (normas técnicas) relacionadas con su diseño, operación, construcción y mantenimiento [7].

## **Aspectos ambientales**

Debe presentarse una descripción de las obras y acciones de mitigación de los efectos que se deseen evitar [7].

## **Diseño y requerimientos técnicos**

El diseño de cualquier componente de un sistema de evacuación de aguas pluviales debe cumplir con los requisitos mínimos de diseño pertinentes [7].

### **3.2.2. Tipos de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales**

#### **Sistemas convencionales**

Son los sistemas tradicionales para la recolección y transporte de aguas pluviales hasta los sitios de disposición final. Existen dos tipos, los cuales se describen a continuación [7].

- Alcantarillado combinado: Tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas por el mismo sistema.
- Alcantarillado separado: Las aguas residuales y de lluvia conducen los caudales por sistemas independientes, se diseña un alcantarillado pluvial y uno sanitario por separado.

#### **Sistemas no convencionales**

Son sistemas de menor costo que los convencionales, se basan en consideraciones de diseño adicionales y una mejor tecnología disponible para su operación. Dentro de estos sistemas se encuentran los siguientes [7]:

- Alcantarillados simplificados: Funcionan como uno convencional, pero con consideraciones de diseño y construcción permiten reducir el diámetro de los colectores, reduciendo el número de pozos de inspección o de visita al disponer de mejores equipos para su mantenimiento.
- Alcantarillados de condominios: Funcionan como uno convencional, pero con consideraciones de diseño y construcción permiten reducir el diámetro de los colectores, reduciendo el número de pozos de inspección o de visita al disponer de mejores equipos para su mantenimiento.

- Alcantarillados sin arrastre de sólidos: Son sistemas donde las aguas de una o más viviendas se descargan en un tanque interceptor de sólidos donde se retienen y degradan. Al tener las aguas una falta de sólidos sedimentables es posible reducir el diámetro de las tuberías.

### **Sistemas in-situ**

Es un sistema basado en la disposición in-situ de las aguas como letrinas y tanques, campos de riego que son apropiados en áreas suburbanas con baja densidad poblacional. En el tiempo, se deben considerar sistemas transitorios [7].

### **3.2.3. Consideraciones de diseño de redes de sistemas de alcantarillado pluvial**

Dependiendo de las condiciones topográficas, tamaño de la población características de la vía y desarrollo urbano, la evacuación de la escorrentía se lograría de manera correcta. Estos sistemas pueden abarcar toda la población o los sectores con problemas de inundación. Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales pueden ser proyectados para [7]:

- Permitir rápida evacuación de escorrentía pluvial de las vías públicas.
- Evitar generación de caudales excesivos en las calzadas.
- Evitar invasión de aguas pluviales a propiedades públicas o privadas.
- Evitar paralización u obstrucción del tráfico vehicular y peatonal durante una fuerte precipitación.

Para estos proyectos es necesario considerar los periodos de retorno de las lluvias y balancear estos con los costos de construcción y operación por daños debido a inundaciones. La capacidad de evacuación de la red debe garantizar que el caudal de diseño llegue a la red de evacuación.

### **Parámetros de diseño**

Los parámetros de diseño constituyen la línea base para el dimensionamiento de un sistema de recolección y evacuación de aguas de lluvia [7].

- Áreas de drenaje:  
El trazado de la red de drenaje debe seguir las calles de la zona, la extensión y el tipo de áreas tributarias. Las áreas deben medirse directamente en planos y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural.
- Caudal de diseño con el método racional  
El método racional calcula el caudal pico de aguas de lluvia con base a la intensidad media de los eventos de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escorrentía. Su ecuación es [7]:

$$Q = 2.78 * C * i * A \quad (4)$$

Donde:

- C: coeficiente de escorrentía.
- i: intensidad de lluvia.
- A: área de drenaje.

El caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo y se considera que el caudal pico en cualquier punto es una función directa de la intensidad de precipitación durante el tiempo de concentración. También se considera que la frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de precipitación y que el tiempo de concentración está implícito cuando se determina la intensidad media de lluvia [7].

- Curvas de intensidad duración y frecuencia  
Las curvas IDF caracterizan los eventos extremos de precipitación para una zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con periodos de retorno específicos. De no existir se deben crear a partir de información existente de lluvias [7].  
Esta información se debe obtener con información pluviográfica de estaciones ubicadas en la zona de estudio. Se recomienda la distribución de probabilidad de Gumbel. Si no existe información de pluviógrafos, se deberán ajustar curvas IDF por métodos sintéticos. De acuerdo con el nivel de complejidad del sistema, se permite obtener las curvas IDF de la siguiente manera [7]:

Cuadro 1: Obtención de curvas IDF según el nivel de complejidad de la red de drenajes.

| <b>Curvas IDF</b>                       |                                       |
|---|---------------------------------------|
| <b>Nivel de complejidad del sistema</b> | <b>Obtención mínima de curvas IDF</b> |
| Bajo y medio                            | Sintética                             |
| Medio alto                              | Información pluviográfica regional    |
| Alto                                    | Información pluviográfica local       |

[7]

- Periodo de retorno de diseño

El periodo de retorno de diseño se determina en función de la importancia de las áreas, problemas que las inundaciones provocan como tráfico vehicular. A continuación, se describen los valores de periodos de retorno según características del área de drenaje [7].

Cuadro 2: Valores de periodos de retorno de diseño según características del área de drenaje.

| <b>Periodos de retorno o grado de protección</b>   |                      |                         |                           |
|--|----------------------|-------------------------|---------------------------|
| <b>Características del área de drenaje</b>   | <b>Mínimo (años)</b> | <b>Aceptable (años)</b> | <b>Recomendado (años)</b> |
| Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha                              | 2                    | 2                       | 3                         |
| Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores a 2 ha                 | 2                    | 3                       | 5                         |
| Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha   | 2                    | 3                       | 5                         |
| Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha  | 5                    | 5                       | 10                        |
| Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha*                                    | 10                   | 25                      | 25                        |
| Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha | 25                   | 25                      | 50                        |
| *Parte revestida a 10 años, más borde libre a 100 años   |                      |                         |                           |

[7]

- Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía se trabaja en función del tipo de suelo, grado de permeabilidad de la zona y pendiente del terreno que determinan la fracción de precipitación que se convierte en escorrentía. Este factor se debe considerar tanto para la situación actual como la del final del periodo de diseño escogido. A continuación, se describe la selección del coeficiente de escorrentía que depende del tipo de superficie [7].

Cuadro 3: Valores de coeficientes de escorrentía.

| <b>Coefficiente de escorrentía o impermeabilidad</b>                                    |           |
|---|-----------|
| <b>Tipo de superficie</b>   | <b>C</b>  |
| Cubiertas   | 0.75-0.95 |
| Pavimentos asfálticos y superficies de concreto   | 0.70-0.95 |
| Vías adoquinadas  | 0.70-0.85 |
| Zonas comerciales o industriales  | 0.60-0.95 |
| Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras                             | 0.75      |
| Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos              | 0.60-0.75 |
| Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines                   | 0.40-0.60 |
| Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados | 0.45      |
| Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios                       | 0.3       |
| Laderas sin vegetación  | 0.6       |
| Laderas con vegetación  | 0.3       |
| Parques recreacionales  | 0.20-0.35 |

[7]

### 3.3. Hidráulica de tuberías

#### 3.3.1. Tipos de flujo

Un flujo es el movimiento de un fluido con respecto a un sistema inercial de coordenadas. Cuando los flujos son constantes respecto al espacio, se clasifican como uniformes y cuando no lo son, se denominan no uniformes. Por otro lado, cuando estos son constantes con respecto al tiempo se clasifican como permanentes o estacionarios y cuando no lo son se denominan no permanentes [8].

Osborne Reynolds clasifica tres tipos de flujo según el comportamiento de la inyección de un caudal de tinta en una sección circular donde también circula un caudal de agua. Los tipos de flujo que definió son los siguientes:

- Flujo laminar: Cuando la tinta no se mezcla con el agua, el flujo combinado no presenta intercambio de paquetes de fluido entre sus partes. Esto ocurre a caudales bajos del flujo del agua [8].
- Flujo turbulento: La tinta se mezcla completamente con el caudal del agua y se presenta un intercambio de paquetes de fluido entre las capas que se mueven a diferente velocidad. El flujo nunca es permanente. Esto ocurre a caudales altos y muy altos [8].
- Flujo en transición: El filamento de tinta comienza a hacerse inestable, esto ocurre relativamente en función del grado de turbulencia que posea el flujo de agua anterior a la sección donde se esté midiendo este flujo. Esto ocurre para caudales intermedios por lo general [8].

### 3.3.2. Número de Reynolds

El número de Reynolds (Re) se obtuvo de manera experimental, comparando las líneas de flujo entre dos esferas dentro de una sección circular. Las líneas de flujo que se formaban entre las dos esferas, en experimentos separados, eran las mismas y formaban tres vectores necesarios para crear estas líneas de flujo: las fuerzas de presión, viscosas e inerciales. Reynolds dedujo, a partir de la igualdad entre los cocientes de las fuerzas inerciales y las viscosas de las líneas de flujo homólogas, que una condición se debía cumplir para comparar los dos experimentos y por lo tanto el número de Reynolds se expresa de la siguiente manera [8]:

$$Re = \frac{v * L * \rho}{\mu} \quad (5)$$

Donde:

- $v$ : Velocidad significativa del flujo.
- $L$ : Longitud significativa de la geometría del flujo, Reynold usó el diámetro de la sección circular.
- $\rho$ : Densidad del fluido.
- $\mu$ : Viscosidad dinámica del fluido.

Reynolds determinó que este valor adimensional caracteriza los flujos gobernados por las fuerzas viscosas y de presión, que es el caso de flujos uniformes en tuberías. Encontró que, para los siguientes valores, se clasifican a los fluidos laminares, turbulentos y de transición [8]:

- Flujo laminar:  $Re < 2200$
- Flujo en transición:  $2200 \leq Re \leq 4500$
- Flujo turbulento:  $Re > 4500$

### 3.3.3. Ecuación de Darcy-Weisbach

Es la ecuación de resistencia fluida más general para el caso de tuberías circulares fluyendo a presión. Cabe mencionar que las pérdidas por fricción en tuberías son la fuerza opuesta, o que trata de frenar, la aceleración que las fuerzas de presión efectúan sobre el fluido. De esta manera, se creó una ecuación basada en la física pero que se ajusta a los resultados experimentales de Darcy [8]:

$$h_f = f * \frac{l}{D} * \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

Donde:

- $h_f$ : Energía por unidad de peso. Pérdida de altura por fricción.
- $f$ : Factor de fricción de Darcy.
- $l$ : Longitud del tramo de la tubería en el cual se pierde  $h_f$ .
- $D$ : Diámetro de la tubería.
- $v$ : Velocidad media.

Así mismo, para determinar el factor de fricción en flujos laminares,  $f$  adopta el siguiente valor:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (7)$$

Donde:

- $Re$ : Número de Reynolds.

Para determinar el factor de fricción  $f$  de un flujo turbulento, es necesario recurrir al diagrama de Moody. Lewis Moody, comparó en este diagrama el número de Reynold con la rugosidad relativa de la tubería. En cuatro zonas, la primera es la zona de flujo laminar, la segunda es la zona crítica para la cual no es posible predecir el factor de fricción  $f$ , la tercera es la zona de transición y la cuarta la zona de turbulencia completa [8].

Por lo tanto, se describirán las ecuaciones que conforman el diagrama de Moody:

Para la zona de completa turbulencia:

$$\frac{1}{\sqrt[2]{f}} = 2 * \log\left(3.7 * \frac{D}{\epsilon}\right) \quad (8)$$

Donde:

- $\epsilon$ : Rugosidad del material de la tubería.

Para la línea que separa la zona de completa turbulencia y la de transición:

$$\frac{1}{\sqrt[2]{f}} = \frac{Re}{200 * \frac{D}{\epsilon}} \quad (9)$$

Para la zona de transición:

$$\frac{1}{\sqrt[2]{f}} = -2 \log\left(\frac{1}{3.7 * \frac{D}{\epsilon}} + \frac{2.51}{R_e * \sqrt[2]{f}}\right) \quad (10)$$

Para la línea de conductos lisos:

$$\frac{1}{\sqrt[2]{f}} = 2 \log\left(\frac{R_e * \sqrt[2]{f}}{2.51}\right) \quad (11)$$

### 3.3.4. Ecuación de Hazen-Williams

La ecuación de Hazen-Williams se basa en ecuaciones irracionales basadas exclusivamente en procesos empíricos. La ecuación planteada originalmente, para el sistema internacional, es la siguiente [8]

$$v = 0.849 * C_{HW} * R^{0.63} * S^{0.54} \quad (12)$$

Donde:

- $v$ : Velocidad media de la tubería.
- $C_{HW}$ : Coeficiente de rugosidad de la tubería.
- $R$ : Radio hidráulico en m.
- $S$ : Pérdida de energía por unidad de peso (altura) por unidad de longitud  $\frac{h_f}{l}$ .

Esta ecuación, como se observa, es explícita para la velocidad media de la tubería, y por consiguiente para el caudal. Al reemplazar el radio hidráulico por la cuarta parte del diámetro y a  $S$  por  $h_f/l$ , se obtiene [8]

$$h_f = \frac{6.8241 * l * v^{1.851}}{C_{HW}^{1.851} * d^{1.167}} \quad (13)$$

Donde:

- $l$ : Largo de la tubería.

La ecuación de Hazen-Williams está limitada dado que el coeficiente  $C_{HW}$  es una característica del tubo, del flujo y del fluido, a diferencia de la rugosidad absoluta que utiliza Darcy,  $\epsilon$ . EL uso de la ecuación fuera de los límites a describir tiende a sobre estimar los diámetros de las redes de tubería. Las limitantes de la ecuación son las siguientes [8]

- El fluido debe ser agua a temperaturas normales.
- El diámetro debe ser superior o igual a 75 mm (3 in).

### 3.3.5. Sistemas de distribución de agua

#### Método de Hardy-Cross

Método creado por Hardy Cross en 1936. Como ecuación de resistencia fluida utiliza la ecuación de Hazen-Williams. Existen dos métodos, el original en el que se suponen caudales y el de corrección de alturas piezométricas.

- Método de Hardy-Cross con corrección de caudales:

Se basa en suponer los caudales en cada uno de los tubos de la red e ir corrigiendo esta suposición. Puesto que se conoce el diámetro, rugosidad absoluta de la tubería, coeficiente de pérdidas menores y el largo del tramo, es un método de comprobación de diseño. Este método propone los siguientes pasos [8]

1. Definir la geometría de la red, identificando nodos y circuitos.
2. Si existe más de un nodo con altura piezométrica constante, conectarlos en pared por medio de tuberías hipotéticas, suponer sus diámetros, longitudes y rugosidades para calcular los caudales, pero no incluirlas en la corrección de caudales, más si en el cálculo de pérdida de altura piezométrica.
3. Suponer los diámetros que conforman la red.
4. Suponer que la red se compone de circuitos cerrados. Todos los tubos deben estar incluidos en al menos un circuito.
5. Suponer los caudales de las tuberías. Caudales que salen de las uniones son negativos y los que entran positivos. Entre mejores sean las suposiciones más rápido convergerá el método.
6. Se calcula la pérdida de altura piezométrica en cada tubería utilizando Darcy-Weisbach.
7. Se calcula la pérdida neta de altura piezométrica alrededor del circuito. Se suman las pérdidas de altura piezométrica y se restan las adicionales en sentido de las agujas del reloj. Se calcula el factor de corrección si la pérdida neta de altura piezométrica no es cero.
8. Si existe alguna bomba centrífuga se debe restar la altura piezométrica generada por ésta de las pérdidas en la tubería.

- Método de Hardy-Cross con corrección de alturas piezométricas

Esta es una modificación al método de corrección de caudales. Fue planteada en 1938 por el ingeniero R.J. Cornish dándole el nombre de balanza de cantidad. Este método de utiliza para resolver ecuaciones de altura piezométrica, de nuevo se recurre a la ecuación de Darcy-Weisbach para calcular las pérdidas por fricción. En este caso se ajustan las alturas piezométricas supuestas, nodo por nodo hasta que la ecuación de continuidad llega a valores cercanos a cero. Este método propone los siguientes pasos [8]

1. Se define la geometría de la red, identificando los nodos y circuitos.

2. Se supone la altura piezométrica en cada uno de los nodos de la red, excepto en aquellos donde ésta sea fija. Debe existir al menos un nodo fijo. Se calcula el caudal en cada una de las tuberías.
3. Se calcula la ecuación de continuidad para alguno de los nodos. Si este no devuelve un resultado lógico cercano a cero, se corrige la altura piezométrica del nodo.
4. Se corrige cada altura piezométrica de cada nodo.
5. El proceso se repite hasta que la suma de caudales en cada nodo sea de un valor razonablemente cercano a cero.

La ventaja del método de corrección de caudales frente al de corrección de alturas piezométricas es que el segundo requiere de una mayor cantidad de iteraciones para alcanzar la precisión del primero. Viceversa, el método de corrección de alturas posee ventajas con el de caudales en el sentido de que en muchos casos es necesario cambiar el diámetro varias veces para llegar a un buen diseño, haciendo que el cálculo de los caudales iniciales sea un proceso un tanto tedioso.

### **Método de la superficie de energía**

También conocido como el método de Cano, este permite calcular directamente el diámetro requerido en cada tubo de la red para obtener la presión de servicio en cada nudo. El procedimiento se resume en los siguientes pasos [9]:

1. Dibujo de la red con valor de cota en cada nudo o cruces de la tubería.
2. Se calculan caudales de salida para cada nudo en demanda máxima horaria.
3. Se enumeran los nudos de la red y indica la longitud de cada tubo y su material.
4. Se estima presión de servicio esperada a caudal máximo horario para cada nudo y su cota piezométrica (cota del terreno más metros columna de agua esperados).
5. Se calcula dirección de flujo en cada tubo considerando la energía potencial de cada cota.
6. Se evalúa lógica de la red. No deben existir nudos con sólo caudales de salida.

El cálculo de la red se resume en determinar los nudos inferiores (nudos cuyos caudales sean todos de entrada) y se toma la cota piezométrica supuesta, distribuyendo en caudal de salida del nudo dentro de los tubos de entrada y se escogen los diámetros para estos. Esto sugiere tantear con los diámetros y distribución de caudales [9].

Posterior a la distribución de caudales, se calculan las pérdidas reales para estos tubos de entrada y se calculan las cotas piezométricas definitivas de los nudos que conectar al inferior. Sumar la pérdida del tubo de entrada con la cota piezométrica del nudo inferior devuelve la cota piezométrica del nudo superior [9].

En el caso de presentarse una tubería con las cotas piezométricas definidas en sus nudos extremos, se calcula el caudal despejando la siguiente ecuación [9]:

$$h_f = K * L * Q^2 \quad (14)$$

$$K = \frac{8f}{\pi^2 * g * D^5} \quad (15)$$

$$\frac{1}{f^{1/2}} = 1.14 + 2 * \text{Log}\left(\frac{e}{D}\right) \quad (16)$$

Donde:

- $h_f$ : Pérdida de carga por fricción de la tubería.
- $L$ : Largo de la tubería.
- $Q$ : Caudal en la tubería.
- $g$ : Valor de aceleración de la gravedad.
- $f$ : Factor de fricción.
- $e$ : Rugosidad absoluta del material de la tubería, en este método se asume 0.15 mm para incluir pérdidas locales.

También se da el caso donde se tenga el caudal, por lo que para un  $h_f$  aproximado se parta de un diámetro asumido y se calcule  $h_f$  apreciablemente mayor que el primero; al tomar el diámetro que sigue se calcula otro  $h_f$  pero menor que el aproximado, obteniendo una tubería con parte de su longitud de un diámetro y la otra parte con otro [9].

Al ir subiendo por la red, cotas piezométricas mayores, se presentarán tubos con  $Q$  y  $h_f$  definidos, partiendo de igual manera la tubería en dos diámetros. Para esto se usa la ecuación [9]:

$$h = [k_1 * X + k_2 * (L - X)] * Q^2 \quad (17)$$

Donde:

- $k_1$ : Constante del tubo de diámetro menor.
- $k_2$ : Constante del tubo de diámetro mayor.
- $X$ : Longitud del segmento de diámetro menor.

### 3.3.6. Cotas invert

Es la cota que indica la ubicación de la parte inferior del interior de la tubería. Para cualquier sistema de tuberías existe una cota invert de entrada y de salida que se conectan o encuentran en los pozos de visita [10].

Para este trabajo se utilizó un mínimo de distancia entre una cota invert de salida con una de entrada de 10 centímetros.

$$Cotainvertdesalida = Cotainvertdeentrada + 10cm \quad (18)$$

### 3.3.7. Pozos de visita

Los pozos de visita son parte del sistema del alcantarillado. Estos proporcionan el acceso de revisión y mantenimiento para los tramos de los colectores y se construyen de concreto o mampostería. Las partes de un pozo de visita son las siguientes [10]:

- Tapadera.
- Brocal.
- Cono.
- Relleno.
- Cilindro.
- Solera.
- Escalones.
- Tubería.

Los pozos de visita se ubicarán bajo las siguientes condiciones [11]:

- En cambios de diámetro.
- En cambios de pendiente.
- En cambios de dirección horizontal para diámetros menores a 24 pulgadas.
- Intersección de tuberías colectoras.
- En los extremos superiores ramales iniciales.
- A distancias no mayores a 100 metros para diámetros de tubería menores a 24 pulgadas.
- A distancias no mayores a 300 metros para diámetros superiores a 24 pulgadas.

### 3.3.8. Estimación de las áreas tributarias

La localidad a estudiar será considerada como un todo con las áreas adyacentes y que sean tributarias al sistema de alcantarillado por consideraciones topográficas, demográficas y urbanísticas [11].

Se debe considerar también, al asignar dichas áreas tributarias, un área de futura expansión que pueda llegar a ser tributaria para el sistema de alcantarillado [11].

## 3.4. Tratamiento de aguas residuales

Los procesos y operaciones unitarias se complementan para dar lugar a diferentes niveles de tratamiento de aguas residuales. Dentro de este campo, existen los términos de pretratamiento o tratamiento primario, que son operaciones físicas unitarias como la retención de sólidos en suspensión; el término tratamiento secundario, que se refiere a las operaciones químicas y biológicas unitarias; el término tratamiento terciario o avanzado, que se refiere a las combinaciones de los anteriores [12].

Por otro lado, un enfoque más racional consiste en establecer los niveles de eliminación de contaminantes necesarios para reutilizar o verter las aguas residuales al medio ambiente [12].

### 3.4.1. Contaminantes y sus tratamientos

A continuación se describen las operaciones unitarias o sistemas de tratamiento con respecto al contaminante que se desea tratar [12]:

- Sólidos en suspensión: Desarenado, sedimentación, filtración, flotación.
- Materia orgánica biodegradable: Diferentes tipos de lodos activados, de película fija (filtros percoladores y biodiscos), tipos de lagunaje y sistemas físico-químicos.
- Patógenos: Cloración, ozonación y radiación UV.
- Nutrientes (nitrógeno): Sistemas de cultivos en suspensión con nitrificación y desnitrificación, Arrastre de amoníaco.
- Fósforo: Adición de sales metálicas, coagulación y sedimentación con cal, eliminación bioquímica del fósforo.
- Materia orgánica refractaria: Adsorción en carbón, ozonación terciaria.
- Metales pesados: Precipitación química, intercambio iónico, sistemas de tratamiento por evacuación del terreno.
- Sólidos orgánicos disueltos: Intercambio iónico, ósmosis inversa y electrodiálisis.

### 3.4.2. Niveles de tratamiento de aguas residuales

#### Pretratamiento de aguas residuales

Se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia genera problemas en el mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos u operaciones. Operaciones de pre tratamientos son el desbaste y *dilaceración* de sólidos gruesos, la *flotación* para eliminación de grasas y aceites y el *desarenado* para eliminación de materia gruesa en suspensión, que causan obstrucciones en los equipos y un desgaste de estos [12].

#### Tratamiento primario de aguas residuales

Se elimina una parte de los sólidos en suspensión y materia orgánica del agua residual. Estas operaciones generalmente se llevan a cabo a través del tamizado o la sedimentación. El efluente de este nivel de tratamiento suele contener altas concentraciones de materia orgánica y DBO (demanda bioquímica de oxígeno) [12].

#### Tratamiento secundario convencional

En este nivel de tratamiento se pretende eliminar por completo los sólidos en suspensión y los compuestos orgánicos biodegradables. Este nivel comprende una combinación de diferentes procesos que incluye el tratamiento con fangos activados, reactores de lecho fijo, sistemas de lagunaje y la sedimentación [12].

#### Tratamiento avanzado

Es el tratamiento necesario, más allá del secundario convencional, para la eliminación de constituyentes de las aguas residuales que necesiten de especial atención. Entre estos constituyentes se encuentran los nutrientes (nitrógenos y fósforo), compuestos tóxicos, excesos de materia orgánica, o sólidos en suspensión. Entre las operaciones unitarias de este nivel se encuentra el carbono activado y la osmosis inversa [12].

### 3.4.3. Operaciones físicas unitarias

#### Desbaste

Es una rejilla con aberturas, generalmente de tamaño uniforme que se utiliza para retener los sólidos gruesos en el agua residual afluente. Estos elementos están constituidos por barras, alambres o varillas paralelas, rejillas o placas perforadas y las aberturas pueden ser de cualquier forma. Para las rejillas de barras, el tamaño se clasifica como grueso colocadas en un intervalo de 1.5-3.75 cm, de acero o acero inoxidable [12].

En general son de rejas o de tamices. La función que cumplen tanto las rejas como los tamices se conoce como desbaste. Según el sistema utilizado, estos son de limpieza manual o automática [12].

- Rejas

Se utilizan para proteger bombas, válvulas, conducciones y otros elementos contra posibles daños y obturaciones provocados por la presencia de trapos y objetos de gran tamaño.

## **Homogenización de caudales**

La homogenización de caudales se emplea para superar problemas de variaciones de caudales y evitar problemas en el funcionamiento de los elementos de la PTAR aguas abajo. Esta homogenización consiste en amortiguar por laminación las variaciones de un caudal con el fin de conseguir un caudal constante. Las aplicaciones concebidas para la homogenización [12]:

- Caudales en tiempo seco.
- Caudales procedentes de redes de drenaje separativo en épocas lluviosas.
- Caudales procedentes de redes de drenaje combinada con aguas pluviales y sanitarias.

## **Sedimentación**

Consiste en la separación de las partículas suspendidas cuyo peso específico es mayor que el del agua. También se conoce como decantación. Esta operación unitaria se emplea para la eliminación de arenas, la materia en suspensión en flóculo biológico en los decantadores secundarios de fango activado, entre otros. El objetivo principal es la obtención de un efluente más claro cuya concentración de sólidos permita su fácil tratamiento y manejo [12].

En función de la concentración y de la tendencia a la interacción de las partículas existen cuatro tipos de sedimentación y se llevan a cabo simultáneamente [12]:

- Discreta: Sedimentación de partículas en suspensión con baja concentración de sólidos. Las partículas sedimentan como entidades individuales.
- Floculenta: Suspensión diluida de partículas que se agregan durante la sedimentación
- Retardada o Zonal: Suspensiones de concentración intermedia, cuyas fuerzas entre partículas entorpecen la sedimentación. Se crean masas de partículas y sedimentan como unidad.
- Por compresión: Las partículas se concentran tal que se forma una estructura y la sedimentación ocurre como una compresión que ejerce el área en planta que genera esta estructura.

### 3.4.4. Dimensionamiento de desarenador de flujo horizontal

Un desarenador de flujo horizontal es un tanque que permite sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad para evitar obstrucciones en el destino final de la utilización del agua [13].

Un desarenador de flujo horizontal se compone de cuatro zonas [13]:

- Cámara de aquietamiento: Ampliación de la sección del canal disipa la energía del flujo del agua.
- Entrada al desarenador: Zona entre la cámara de aquietamiento y una cortina que permite una mayor y fácil sedimentación del material.
- Zona de sedimentación: Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo ideales para que sedimenten las partículas.
- Almacenamiento de lodos: Cota comprendida entre la zona de sedimentación y el fondo del tanque.
- Salida de desarenador: Constituye el canal de salida.

#### Criterios de diseño

El diámetro de la partícula debe ser 0.25 milímetros y cuya profundidad de depósitos de lodos sea de 1.5 metro mínimo. Las pendientes deben de ser entre un 5 % - 8 % [13].

Los parámetros de diseño a utilizar son los siguientes:

- Caudal de diseño: Se utilizará el de diseño de entrada al canal de aquietamiento.
- Densidad relativa de la arena: Para este trabajo de graduación se utilizará un valor de 2.65.
- Diámetro de la partícula: Se utilizará 0.20 mm.
- Viscosidad cinemática  $\nu$ : Para este trabajo de graduación se utilizará un valor de  $1.003 * 10^{-6} m^2/s$
- Salida de desarenador: Constituye el canal de salida.

#### Velocidad de sedimentación $V_s$

Para flujo laminar [13]:

$$V_{slaminar} = \frac{(S - 1) * g * d^2}{18 * \nu} \quad (19)$$

Donde:

- $S$ : Densidad relativa de la arena.
- $g$ : Aceleración de la gravedad.
- $d$ : Diámetro de la partícula.
- $\nu$ : Viscosidad cinemática.

Para flujo turbulento:

$$V_{sturbulento} = \sqrt{2.66 * g * d * (S - 1)} \quad (20)$$

Para flujo en transición:

$$V_{stransicion} = \sqrt{\frac{4 * g * d * (S - 1)}{3 * C_d}} \quad (21)$$

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} \quad (22)$$

Donde:

- $C_d$ : Coeficiente de descarga.

### Longitud del desarenador

Se utiliza tanto la velocidad horizontal  $v_h$  como la velocidad de sedimentación resultante  $v_{sedimentacion}$  que depende del régimen entre el que se encuentre el flujo [13].

Para encontrar el área transversal de flujo:

$$A_{transversal} = \frac{Q_{max}}{v_h} \quad (23)$$

$$v_h = a * \sqrt{d} \quad (24)$$

Donde:

- $A_{transversal}$ : Área transversal del tirante de agua.
- $Q_{max}$ : Caudal máximo de entrada al desarenador.
- $a$ : Valor de ajuste del valor de velocidad horizontal de partícula. Para este trabajo de graduación se utilizará 44, que corresponde a un  $d$  que cumpla con  $1mm > 0.2mm > 0.1mm$ .

Para encontrar la longitud del desarenador se deberá encontrar un valor en múltiplos de la longitud en términos de  $h$ , que en este caso es el tirante de agua. Si el valor no cumple con  $15h < L < 25h$  se usará el límite inferior antes descrito.

$$L = \frac{v_h}{v_s - 0.04 * v_h} \quad (25)$$

Donde:

- $L$ : Largo del desarenador.

En el caso donde el valor para  $L$  no se encuentra dentro del rango especificado, se utiliza  $15h$  y se incrementa en un 50%:

$$L = 15 * h * 1.5 \quad (26)$$

### Ancho del desarenador y largo de zona de transición

El ancho del desarenador se toma como el ancho en las cuatro zonas del mismo y se determina de la siguiente manera [13]:

$$B = \frac{A_{transversal}}{h} \quad (27)$$

Donde:

- $B$ : Ancho del desarenador.

$$I = \frac{B - B'}{2 * \tan(12.5)} \quad (28)$$

Donde:

- $I$ : Largo de la zona de transición del canal de aquietamiento a la zona de sedimentación.

## Tiempo de desplazamiento y de retención

Estos tiempos se encuentran con el fin de determinar si la partícula será capaz de sedimentar antes de llegar al final de la zona de sedimentación. El tiempo de desplazamiento se calcula de la siguiente manera [13]:

$$T_d = \frac{L}{v_h} \quad (29)$$

Donde:

- $T_d$ : Tiempo de desplazamiento horizontal de la partícula.

$$T_s = \frac{h}{v_s} \quad (30)$$

Donde:

- $T_s$ : Tiempo que tarda la partícula en sedimentar.

La razón por la que el tiempo de desplazamiento debe ser mayor que el de sedimentación es porque, para que la partícula debe permanecer en el desarenador un tiempo mayor que el que tarde en caer. De lo contrario, fluiría al siguiente tramo de la planta.

### 3.4.5. Acuerdo Gubernativo No. 236-2006

El objeto del Acuerdo Gubernativo No. 236-2006 es el establecer los criterios y requisitos que deben cumplirse para la descarga y reuso de las aguas residuales [14]. Así mismo pretende que a través del mejoramiento de las características de las aguas en cuestión se logre proteger los cuerpos de agua y promover el desarrollo del recurso hídrico.

El alcantarillado pluvial es el conjunto de tuberías, canalizaciones y obras accesorias para recolectar y conducir las aguas lluvias. El reuso de un afluente de agua es el aprovechamiento de un efluente tratado o no [14].

El tratamiento de aguas residuales es cualquier proceso físico, químico, biológico o una combinación de los mismos que se utiliza para mejorar las características de las aguas residuales [14].

## Prohibición de reusos

El acuerdo 236-2006 prohíbe el reuso de las aguas tratadas en los siguientes casos [14]:

- Zonas núcleo de las áreas protegidas: Parque nacional, reserva biológica, biotopo protegido, entre otros.

- Zonas núcleo de sitios Ramsar, como Hábitat de Aves Acuáticas.
- Donde se ponga en riesgo la biodiversidad, la salud y seguridad humana.
- Fines recreacionales.

Para efectos de la propuesta del reuso de las aguas efluentes del desarenador el acuerdo 236-2006 no prohíbe su reuso.

El posible reuso en función del tratamiento aplicado a las aguas provenientes de la red de drenaje es el de Tipo I. El reuso de Tipo I no demanda algún mínimo control sobre demanda bioquímica de oxígeno (DBO) o coliformes fecales [14]. El reuso Tipo I comprende el riego agrícola en general, aceptando su uso para recuperación y mejoramiento de suelos.



### 4.1. Elección del material del colector principal

EL primer paso para el diseño del alcantarillado pluvial en la Antigua Guatemala fue determinar el material a usar. En este caso se tomó el mismo que el que tiene la red existente, concreto. El coeficiente de rugosidad de Manning utilizado fue de 0.014.

El suelo del casco urbano consiste en su mayoría por ceniza volcánica de textura moderadamente fina [15], esto lo hace propenso a escurrir grandes cantidades acumuladas de sedimento hacia los colectores principales de la tubería pluvial. De escoger una tubería de ADS, dicho sedimento obstruiría parte de la sección en las corrugas de la misma tubería y erosionarla con el tiempo. En una tubería de concreto, con una velocidad mayor a  $0.6 \text{ m/s}$  se asegurar que el sedimento debido al caudal entrante a los colectores por el escurrimiento superficial seguirá el flujo del agua dentro de los mismos.

### 4.2. Ubicación de los pozos de visita

El diseño de la red de drenaje se basa en la propuesta de la ubicación de los pozos de visita. Para esto es necesario importar el DEM que se delimitó para el casco urbano de la Antigua Guatemala proveniente del IGN. Este modelo de elevación digital interpola curvas iniciando a una equidistancia de 15 metros.

Se toma el siguiente algoritmo como el procedimiento para la propuesta de ubicación de pozos de visita:

1. Importación de DEM al modelo de Civil3D.

2. Importación de shape de línea creadas con Qgis, representan los tramos existentes de la red de drenaje pluvial. Se propuso un pozo de visita fijo en cada cambio de calle.
3. Creación de *alignments* para generar perfiles entre cada cambio calle. Esto quiere decir que se generó un perfil entre cada pozo principal denominados como T1, T2... T14. Los pozos entre los anteriores se denominaron intermedios y clasificados como i1, i2...i17. El último pozo de la red es de inundación y contiene el volumen suficiente para regular el caudal de entrada al desarenador.
4. Se tomó el criterio del INFOM de ubicar pozos a no menos de 100 metros para diámetros menores a 24 pulgadas y no mayor a 300 metros para diámetros mayores a 24 pulgadas.

### 4.3. Cálculos geométricos de los colectores

El diseño de las disposiciones espaciales de los colectores depende de la distancia horizontal entre los pozos a conectar, ya sea entre pozos principales o con intermedios. También depende de las cotas superficiales de terreno entre el punto de salida con el de entrada y las cotas invert en función de la pendiente que se le asigne al tramo.

Se toma el siguiente algoritmo como el procedimiento para el diseño geométrico de los colectores:

1. Se identificó los pozos de visita a conectar, se inició con la tapadera T1 (pozo de salida) que conecta con el pozo intermedio i1 (pozo de entrada).
2. Se determinaron las cotas de rasante de terreno de salida y de entrada por medio del perfil trazado en Civil3D.
3. Se acotó una distancia horizontal sobre el mismo perfil para conocer la distancia entre los dos puntos.
4. Se calculó la pendiente de terreno con la siguiente ecuación:

$$pendientedeterreno = \frac{(Cotarasantesalida - Cotarasantedeentrada) * 100}{Distanciahorizontal} \quad (31)$$

5. Se propuso una pendiente de tubería, convenientemente menor a 3% para evitar velocidades en el colector mayor a 3.5m/s
6. Debido a que este tramo es con el que inicia la red de drenaje pluvial, la primera cota invert se calculó como sigue:

$$Cotainvertsalida = cotarasandedesalida - z - d \quad (32)$$

Donde:

- z: Desplante de la corona del colector. Distancia a la que se encuentra enterrada la corona del colector a partir de la rasante de terreno de salida.

- d: Diámetro del colector. Para ese primer tramo se inició la red con un diámetro de 18 pulgadas.

7. Se calculó la cota invert de entrada como sigue:

$$Cotainvertentrada = Cotainvertsalida - \frac{pendientetubera * Distanciahorizontal}{100} \quad (33)$$

8. Se determinaron las alturas de los pozos de salida y de entrada como sigue:

$$Hsalida = Cotarasantesalida - Cotainvertsalida \quad (34)$$

$$Hentrada = Cotarasanteentrada - Cotainvertentrada \quad (35)$$

Para las cotas invert de salida de los DEMás tramos se usaron valores de  $z$  de 0.10 m, 0.50 m, 1.00 m, 1.50 m, 2.00 y se calcularon como sigue:

$$Cotainvertsalida = Cotainvertentrada - z \quad (36)$$

Donde:

- *Cotainvertentrada*: Cota inverta de entrada del tramo anterior. Esto asegura una continuidad de la tubería y asegura que el flujo del agua seguirá la pendiente del terreno y la tubería siguiente en lugar de llenar el pozo de visita hasta encontrar la tubería.

#### 4.4. Determinación del área tributaria

La definición de las áreas tributarias se considera como un área que rodea la red de drenaje pluvial y al último se le considera como si fuera un cauce de río. Establecido lo anterior, se definieron áreas de aportación por cada tramo, es decir, un área para el tramo T1 a i1 (pozo de visita 1 a pozo intermedio 1) y así sucesivamente para los DEMás tramos hasta el pozo de inundación (PI).

Para encontrar las áreas tributarias de cada tramo se creó un SIG en Qgis. Se crearon las siguientes capas para encontrar las áreas tributarias:

- Shape vectorial tipo líneas: Indica la ubicación de la propuesta de los colectores para inundaciones pluviales. Se siguió la configuración de la red existente hasta la intersección entre la Calzada Sta. Lucía y el final de la 7ma calle, donde se propuso conducir el caudal pluvial hacia una parcela perteneciente a la planta de alimentos en la RN-14. En esa parcela indica [1] en el mapa "Mapa de zonificación de riesgo a inundaciones para la ciudad de Antigua Guatemala" que termina el tramo vial con riesgo alto de inundación.
- Shape vectorial tipo polígono: Indica las áreas tributarias atribuidas a cada tramo.

- Shape vectorial tipo punto: Indica la ubicación y nomenclatura de los pozos de visita principales e intermedios.
- DEM (Digital Elevation Model): Modelo de elevación digital del IGN a 15 metros, con este archivo tipo Ráster se crearon las curvas de nivel que se utilizaron en Civil3D.
- Shape tipo Ráster: Ortofotos obtenidas de "Guía para generación de ortofotos utilizando fotogrametría aérea, aplicada en el casco urbano de Antigua Guatemala"[16], dichas ortofotos sólo abarcan desde la Calzada Sta. Lucía hasta la primera avenida y de la primera calle hasta la séptima. Para los tramos que salen de esta extensión se utilizaron las ortofotos del IGN del 2006.

#### 4.4.1. Coeficientes de escorrentía según las áreas

Las áreas tributarias se definieron en base a los tipos de cubiertas que se encontraban entre los pozos en análisis. La utilidad de clasificar los tipos de cubierta radica en la asignación de los coeficientes de escorrentía.

Al asignar áreas y coeficientes de escorrentía se obtuvieron coeficientes ponderados por tramo. El impacto final de este coeficiente se refleja en el valor del caudal a circular por el colector. La ecuación utilizada para encontrar el coeficiente de escorrentía ponderado por tramo es:

$$C_{ponderado} = \frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i} \quad (37)$$

Donde:

- $C_{ponderado}$ : Coeficiente de escorrentía ponderado por tramo.
- $C_i$ : Coeficiente de escorrentía por cubierta dentro del tramo a analizar.
- $A_i$ : Área de la cubierta a la que se asignó  $C_i$

#### Áreas acumuladas

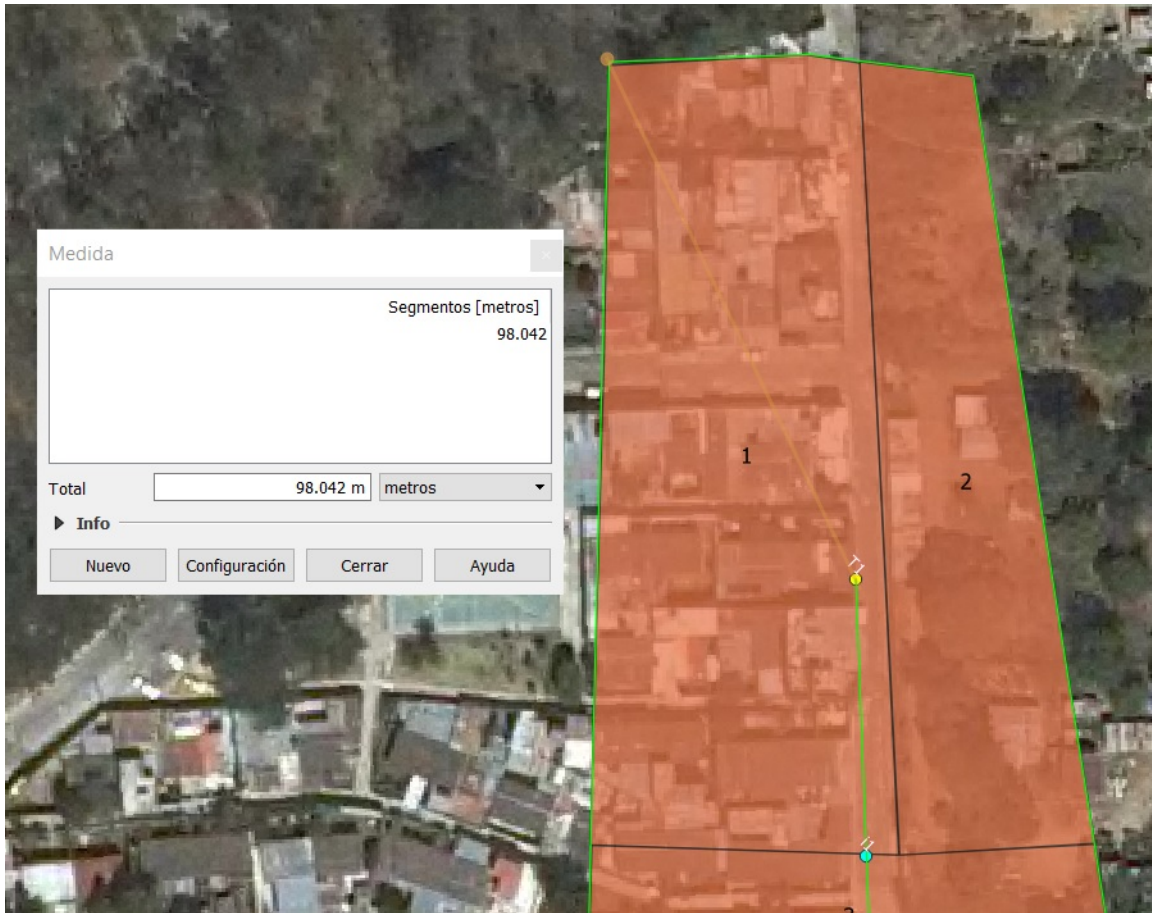
Las áreas por tramo se acumulan conforme el diseño avanza de estación. El tramo dos acumula su propia área más la del tramo uno y así sucesivamente.

### 4.5. Determinación del tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo que le toma a una gota de agua llegar desde el punto más lejano de la cuenca hasta el punto de descarga. En este caso se tomó el tramo de tubería como un curso o río y al área tributaria que lo rodea como la cuenca que drena hacia

el mismo. El cálculo de este tiempo depende de la distancia antes descrita y la diferencia de alturas entre los mismos puntos.

Figura 4: Distancia entre gota más lejana al primer pozo de visita.



Fuente: Elaboración propia.

Se utilizó un valor de 98 metros y para la diferencia entre las cotas de un punto y otro se utilizaron labels de elevación en el modelo de Civil3D. Este tiempo de concentración se utiliza solo para el primer tramo de la red y para el único ramal que esta posee. Los tiempos en los demás tramos son tiempos de escurrimiento y aplican sólo para los tramos posteriores al inicial (de la tapadera T1 al pozo intermedio i1) y a los tramo posteriores al único ramal ubicado en la 7a calle.

#### 4.5.1. Tiempos de escurrimiento

El tiempo de escurrimiento es el que tarda una gota en fluir por el largo de los colectores hasta el tramo en análisis. Para el caso de los tramos posteriores al inicial, este se calcula como el tiempo de concertación del primer tramo más la distancia horizontal del tramo anterior dividido la velocidad en ese tramo.

El tiempo de concentración posterior al primer tramo se calculó como sigue:

$$t_{corr} = t_c + \frac{Distanciahorizontal}{V_{tramoanterior} * 60} \quad (38)$$

Donde:

- $t_{corr}$ : Tiempo de escurrimiento hasta el tramo en análisis.
- $t_c$ : Tiempo de concentración del primer tramo.
- $V_{tramoanterior}$ : Velocidad del flujo de agua en el primer tramo.
- $Distanciahorizontal$ : Distancia horizontal del tramo anterior.

Para los tramos posteriores el tiempo de escurrimiento se calculó como sigue:

$$t_{corr1} = t_{corr} + \frac{Distanciahorizontal}{V_{tramoanterior} * 60} \quad (39)$$

Donde:

- $t_{corr1}$ : Tiempo de escurrimiento hasta el tramo en análisis.
- $t_{corr}$ : Tiempo de escurrimiento del tramo anterior.
- $V_{tramoanterior}$ : Velocidad del flujo de agua en el tramo anterior.
- $Distanciahorizontal$ : Distancia horizontal del tramo anterior.

El tiempo de concentración a utilizar se determinó como el máximo entre los dos tiempos de concentración.

## 4.6. Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia se calculó para el tiempo de concentración mayor entre el  $t_c$  y  $t_{corr}$ . Los valores de ajuste para las intensidades de lluvia que se utilizaron fueron para la estación ALAMEDA ICTA (Chimaltenango) para un periodo de retorno de 10 años. Los valores usados fueron los siguientes [5] :

- A: 639,800
- B: 70
- n: 1.954

Las intensidades de lluvia se calcularon como sigue:

$$i = \frac{A}{(B + t_{utilizar})^n} \quad (40)$$

Donde:

- $t_{utilizar}$ : Tiempos de concentración a utilizar.

## 4.7. Caudal de diseño por tramo

El caudal de diseño por tramo se calculó como sigue:

$$Q_{diseo} = \frac{C_{ponderado} * i * A_{acumulada}}{360} \quad (41)$$

Donde:

- $Q_{diseo}$ : Caudal de diseño para el tramo en análisis.
- $A_{acumulada}$ : Área acumulada hasta el tramo en análisis inclusive, en hectáreas.

## 4.8. Información obtenida de Hcanales V3.0

Como software de apoyo se utilizó *Hcanales V3.0*. Con este se encontraron los siguientes resultados:

- Tirante dentro de la sección de los colectores, en metros.
- Velocidad dentro del colector, en  $m/s$ .

En la siguiente figura se ejemplifica la iteración final del primer tramo:

Figura 5: Iteración en Hcanales V3.0 para el primer tramo (T1-i1)

The screenshot shows the 'Cálculo del tirante normal, sección circular' window. It contains the following data:

| Lugar: |  | Cuesta cerro de la cruz |  | Proyecto:      |  | Colectores Antigua Guatemala |  |
|--------|--|-------------------------|--|----------------|--|------------------------------|--|
| Tramo: |  | T1-i1                   |  | Revestimiento: |  | Concreto                     |  |

| Datos:         |        |      |  |
|----------------|--------|------|--|
| Caudal (Q):    | 0.2280 | m3/s |  |
| Diámetro (d):  | 0.4572 | m    |  |
| Rugosidad (n): | 0.014  |      |  |
| Pendiente (S): | 0.02   | m/m  |  |

| Resultados:             |              |                |  |
|-------------------------|--------------|----------------|--|
| Tirante normal (y):     | 0.2509       | m              |  |
| Área hidráulica (A):    | 0.0923       | m <sup>2</sup> |  |
| Espejo de agua (T):     | 0.4550       | m              |  |
| Número de Froude (F):   | 1.7516       |                |  |
| Tipo de flujo:          | Supercrítico |                |  |
| Perímetro mojado (p):   | 0.7629       | m              |  |
| Radio hidráulico (R):   | 0.1210       | m              |  |
| Velocidad (v):          | 2.4707       | m/s            |  |
| Energía específica (E): | 0.5621       | m-Kg/Kg        |  |

The diagram shows a circular pipe with diameter 'd' and water depth 'y'. The water surface width is labeled 'T'.

At the bottom, there are buttons for 'Calcular', 'Limpiar Pantalla', 'Imprimir', 'Menú Principal', and 'Calculadora'. The status bar shows 'Activa la calculadora', '15:59', and '9/10/2019'.

Fuente: Elaboración propia.

## 4.9. Criterios de cumplimiento

Para los criterios de cumplimiento en cuanto a las iteraciones en Hcanales V3.0 se tomaron las siguientes consideraciones:

- Relación  $y/D$ , adimensional.
- Velocidad dentro del colector, en  $m/s$

### 4.9.1. Relación $y/D$

La relación  $y/D$  es el cociente entre el tirante de agua dentro del colector y el diámetro interno del mismo. Se calculó como sigue:

$$y/D = \frac{\text{tirante}}{d} \quad (42)$$

Donde:

- $y/D$ : Relación tirante-diámetro.
- $d$ : Diámetro interno de la tubería.

La relación  $y/D$  debe cumplir con lo siguiente:

$$y/D \leq 0.75 \quad (43)$$

#### 4.9.2. Velocidad dentro del colector

La velocidad dentro del colector debe cumplir con lo siguiente:

$$0.6m/s \leq v_c \leq 3.5m/s \quad (44)$$

Donde:

- $v_c$ : Velocidad dentro del colector, en  $m/s$ .

### 4.10. Pozo de inundación

El pozo de inundación es el último de la red de drenaje. Este volumen se diseñó con el fin almacenar una parte del volumen total albergado por la red de drenaje pluvial durante el periodo de la precipitación que es igual al tiempo de concentración.

#### 4.10.1. Volumen total a almacenar

El volumen total a almacenar se calculó como sigue:

$$V_{total} = Q_{colector} * T_{concentracion} \quad (45)$$

Donde:

- $V_{total}$ : Volumen total a almacenar en un tiempo de precipitación igual al de concentración.
- $Q_{colector}$ : Caudal de entrada al pozo de inundación proveniente del último tramo de la red de drenaje. El valor obtenido para esta variable fue de  $3.5463m^3/s$ .

#### 4.10.2. Pérdidas en las tuberías de la bomba

El volumen total almacenado en el pozo de inundación se balancea con un segundo tanque de almacenamiento pero a nivel del suelo. Para realizar este balanceo de volúmenes es necesario el cálculo del bombeo de cierto caudal del pozo de inundación hacia el de almacenamiento.

Se calcularon las pérdidas en las tuberías de la bomba como sigue:

$$v = \frac{Q_b}{A} \quad (46)$$

Donde:

- $v$ : Velocidad del flujo de agua dentro de las tuberías del sistema de bombeo.
- $Q_b$ : Caudal máximo a bombear para que la velocidad sea menor a  $3.75m/s$ .
- $A$ : Área de la tubería del sistema de bombeo.

$$h_f = f * \frac{l * v^2}{D * 2g} \quad (47)$$

Donde:

- $h_f$ : Cabeza de pérdida debido a la fricción en la tubería.
- $f$ : Factor de pérdida por fricción. Se utilizó el diagrama de Moody.
- $l$ : Largo de la tubería a considerar en las pérdidas.
- $D$ : Diámetro de la tubería del sistema de bombeo. Se utilizó tubería de 3 pulgadas.

#### 4.10.3. Pérdidas en los accesorios de tuberías de la bomba

Las pérdidas consideradas para las tuberías en el sistema de bombeo fueron de tres codos de 90 grados. Dichas pérdidas se calcularon como sigue:

$$h_{fcodo90} = 3 * 0.54 * \frac{v^2}{2 * g} \quad (48)$$

Donde:

- 0.54: Valor tabulado para un valor de fricción de un codo de 90 grados.

#### 4.10.4. Potencia requerida de bombeo

La potencia requerida para el bombeo del volumen compensador del pozo de inundación se dedujo de la ecuación de Bernoulli. Se consideró que se utilizarán tres bombas. La ecuación que describe la altura dinámica total que la bomba debe ser capaz de bombear se calculó como sigue:

$$H = H_a - H_z + h_f + h_{f_{\text{accesorios}}} \quad (49)$$

Donde:

- $H_a$ : cota que mide la distancia entre el datum y el nivel del agua a bombear. Se obtuvo un  $H_a$  de  $7.8m$ .
- $H_z$ : cota que mide la distancia entre el datum y el nivel del agua después del bombeo. Se obtuvo un  $H_z$  de  $6.8m$ .
- $h_{f_{\text{accesorios}}}$ : cabeza de pérdida debido a la fricción por los accesorios. Es el mismo valor que para  $h_{f_{\text{codo90}}}$ .

#### 4.10.5. Dimensiones del tanque de inundación

Las dimensiones del tanque de inundación se calcularon como sigue:

$$L = i * \frac{V_{\text{total}} - (3 * Q_b * T_{\text{concentracion}})}{h * a} \quad (50)$$

Donde:

- $L$ : largo del tanque de inundación.
- $i$ : factor de compensación por eventos extremos no considerados.
- $h$ : profundidad propuesta para el tanque de inundación. Se utilizó un valor de 8 metros, 4 metros son enterrados.
- $a$ : ancho propuesto del tanque de inundación.

#### 4.10.6. Dimensiones del tanque previo a desarenador

Las dimensiones del tanque previo al desarenador se calcularon en función de la capacidad del sistema de bombeo. Para tres bombas a un caudal de bombeo unitario  $Q_b$  el caudal total capaz de bombear es de  $0.0504m^3/s$ .

Las dimensiones del tanque se calcularon como sigue:

$$V_{evacuado} = n * Q_b * T_{concentracion} \quad (51)$$

Donde:

- $V_{evacuado}$ : Volumen que el sistema de bombeo es capaz de evacuar. Se consideraron bombas centrífugas.
- $n$ : Cantidad de bombas.

$$L = i * \frac{V_{evacuado}}{h * a} \quad (52)$$

Donde:

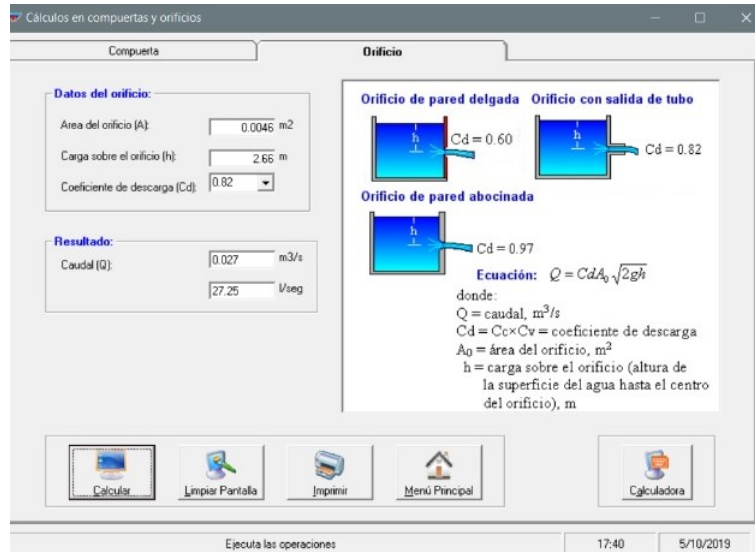
- $L$ : Largo del tanque previo al desarenador.
- $h$ : Profundidad propuesta para el tanque previo al desarenador. Se utilizó un valor de 3 metros.
- $a$ : Ancho propuesto del tanque previo al desarenador. Se utilizó un valor de 3.45 metros.

#### 4.11. Caudal de entrada a la planta

El caudal de entrada a la planta se consideró como el caudal que es capaz de fluir en tres tuberías de 3 pulgadas debido a una caída con un valor del nivel del agua. Para este trabajo se obtuvo un valor de 2.66 metros de caída, que corresponden a la cota entre el nivel del agua del tanque previo al desarenador y el centro de la tubería de 3 pulgadas ubicada a 10 centímetros del fondo.

El caudal para un tubo de 3 pulgadas se calculó con Hcanales V3.0 como sigue:

Figura 6: Caudal para un tubo de 3 pulgadas con Hcanales V3.0



Fuente: Elaboración propia.

El caudal de entrada a la planta se calculó como sigue:

$$Q_{planta} = n * 0.027 m^3/s \quad (53)$$

Donde:

- $n$ : Número de tubos de 3 pulgadas.

#### 4.11.1. Volumen a almacenar posterior al desarenador

El volumen a almacenar posterior al desarenador corresponde al caudal  $Q_{planta}$  vertiendo en un tiempo igual al tiempo de concentración  $T_{concentracion}$ .

Las dimensiones de dicho tanque se calcularon como sigue:

$$V_{salida} = Q_{planta} * T_{concentracion} \quad (54)$$

Donde:

- $V_{salida}$ : volumen a almacenar posterior al desarenador.

$$L = i * \frac{V_{salida}}{h * a} \quad (55)$$

Donde:

- $h$ : Profundidad propuesta para le tanque posterior al desarenador.
- $a$ : Ancho propuesto del tanque posterior al desarenador.

## 4.12. Desarenador de flujo horizontal

Previo al diseño del desarenador de flujo horizontal se diseñó un canal para regular la velocidad de entrada al mismo. Se calculó como sigue en las siguientes secciones.

### 4.12.1. Área transversal del flujo

El ancho del canal de entrada al desarenador se propuso y se tomó un valor de un metro. Posterior a esto se calcula el área transversal del flujo como sigue:

$$A_u = \frac{Q_{planta}}{V_{min}} \quad (56)$$

Donde:

- $V_{min}$ : Velocidad mínima en  $m/s$  con un valor de 0.4, el valor máximo es de 0.75  $m/s$

### 4.12.2. Altura de vena líquida

La altura del tirante se calcula como sigue:

$$h_a = \frac{A_u}{b} \quad (57)$$

Donde:

- $h_a$ : Altura de vena líquida o tirante, en metros.
- $b$ : Ancho del canal, en metros.

El cálculo del alto del canal total se calculó como sigue:

$$h = h_a + h_o \quad (58)$$

Donde:

- $h$ : Alto total del canal.
- $h_o$ : Distancia libre sin agua, en metros.

#### 4.12.3. Pendiente del canal

La pendiente del canal se calculó como sigue:

$$S = \left( \frac{V_{min} * n}{R_h^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (59)$$

Donde:

- $S$ : Pendiente del canal.
- $n$ : Coeficiente de rugosidad de Manning.
- $R_h$ : Radio hidráulico de la sección.

#### 4.12.4. Largo del canal

El largo del canal se calculó como sigue:

$$L = 3.5 * b \quad (60)$$

#### 4.12.5. Diseño del desarenador de flujo horizontal

Los parámetros de diseño del desarenador de flujo horizontal se tomaron como los siguientes:

- $Q_{max} = Q_{planta}$
- $S$ : densidad relativa de la arena.
- $d$ : diámetro de la partícula.
- $\nu$ : viscosidad cinemática.
- $B'$ : ancho del canal.

#### Determinación de la velocidad de sedimentación

La velocidad de sedimentación para este trabajo se calculó como en la ecuación 21.

Para el cálculo de las siguientes partes del desarenador de flujo horizontal se utilizaron las ecuaciones siguientes:

- Longitud del desarenador Para el área transversal se utilizó la ecuación 23, despejando la velocidad horizontal de la partícula. El largo se toma como el valor en términos del alto total del canal, para este trabajo se tomó el límite inferior del rango de aplicabilidad para la ecuación 25. EL largo del desarenador se calculó entonces con la ecuación 26.
- Ancho del desarenador El ancho del desarenador se calculó con la ecuación 27.
- El largo de la zona de transición se calculó con la ecuación 28.
- Los tiempos de desplazamiento y de sedimentación de la partícula se calcularon con las ecuaciones 29 y 30 respectivamente.

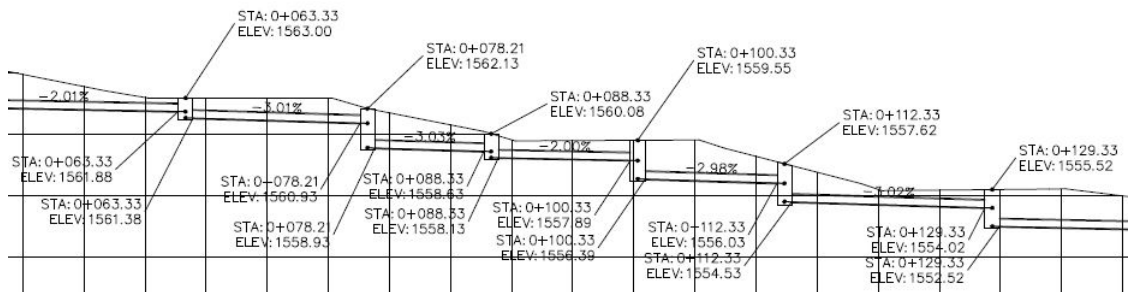
Análisis y discusión de resultados

5.1. Ubicación y nomenclatura de los colectores para drenaje pluvial

La ubicación de los pozos de visita se determinaron con el criterio del INFOM (Instituto de Fomento Municipal). No se ubicaron pozos a más de 100 metros para diámetros menores a 24 pulgadas y no a más de 300 metros para diámetros mayores a 24 pulgadas.

El tramo con mayor complejidad fue el comprendido entre el pozo T1 y el T2 debido a las pronunciadas pendientes del terreno. Para manejar pendientes que permitieran velocidades en los colectores menores al límite se ubicaron pozos a distancias cortas, siguiendo la pendiente natural del terreno. A continuación se presenta un ejemplo:

Figura 7: Geometría de tramo T1-T2 con pendiente de terreno elevada.



Fuente: Elaboración propia.

## 5.2. Áreas tributarias por tramo de tubería

Para el cálculo de los coeficientes de escorrentía se utilizó un valor ponderado en base al área tributaria de aportación por tramo. Dicho trabajo se facilitó en la medida en que el diseño se aproximaba a las ortofotos generadas en "Guía para generación de ortofotos utilizando fotogrametría aérea, aplicada en el casco urbano de Antigua Guatemala"[16]. El nivel de detalle de las ortofotos repercute en la correcta delimitación de las superficies según los valores de C, obteniendo coeficientes de escorrentía más fidedignos y por lo tanto un diseño más acertado. A continuación se presenta un ejemplo:

Figura 8: Áreas tributarias para diferentes tipos de superficie.



Fuente: Elaboración propia.

A nivel de impresión no es posible apreciar la diferencia en la calidad de imagen entre las ortofotos generadas mencionadas anteriormente y las que proporciona el IGN (Instituto Geográfico Nacional). Para apreciar y aprovechar la calidad de imagen es necesario visualizar las ortofotos en herramientas SIG (Sistemas de Información Geográfica). En este caso se utilizó Qgis (Quantum Gis).

En la imagen anterior se aprecian diferentes polígonos que corresponden a diferentes superficies asignadas por tramo de tubería. Las áreas de tomaron de al menos media calle de lado a lado para considerar el suficiente aporte para cada tramo. En los anexos se encuentran los mapas 18 y 19, donde es posible visualizar las ubicaciones y nomenclatura de los pozos y áreas tributarias.

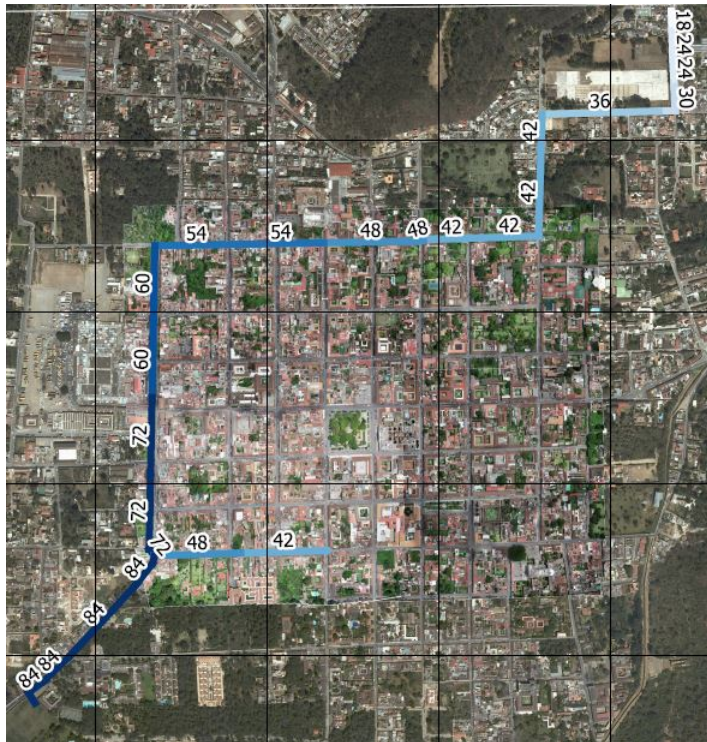
## 5.3. Diámetros obtenidos para la línea de drenaje pluvial

En el siguiente mapa se muestran los diámetros obtenidos en el diseño del drenaje pluvial. Los diámetros presentaron una tendencia de rápido incremento en su sección en los primeros tramos. Esto se debe a la mayor área tributaria que se consideró debido a las altas pendientes de esa parte de la Antigua Guatemala.

Otro factor de seguridad es que se procuró que la mayoría de los tramos tuvieran una relación tirante/diámetro de agua máximo de 0.75, la mayoría de los tramos presentan una relación entre 0.4 y 0.55. De este modo las secciones transversales de los tramos analizados presentan una relación tirante/diámetro holgado o moderado, la importancia de esta holgura es la consideración de el posible evento de precipitación que exceda el considerado en el diseño.

Otro punto importante es el periodo de retorno utilizado, para este trabajo se utilizó un periodo de 10 años cuando el mínimo permitido es de 5. De este modo se considera o acumula cierto factor de seguridad ante eventos de precipitación extremos.

Figura 9: Diámetros obtenidos para la red de drenaje pluvial.



Fuente: Elaboración propia.

En anexos se encuentra el mapa 20, donde es posible apreciar a mayor detalle la distribución de diámetros a lo largo de la red de colectores de drenaje pluvial.

## 5.4. Diseño de los colectores para drenaje pluvial

El diseño de los colectores recaba información de las secciones anteriores de este capítulo y se divide en tres partes: diseño geométrico de las tuberías, cálculo de la intensidad de lluvia y caudal y la verificación del tirante y velocidad en Hcanales V3.0. A continuación se presentan los cálculos de cada parte.

### 5.4.1. Diseño geométrico de los colectores pluviales

Se debe considerar que para un diseño adecuado de estos colectores es necesario el levantamiento topográfico local de las calles y avenidas de la Antigua Guatemala. En este caso se utilizaron las cotas sobre el nivel del mar del DEM (Digital Elevation Model) del IGN. Este modelo de elevación digital se importó en Civil3D para crear alineamientos y crear los perfiles correspondientes a cada tramo. En dichos perfiles fue posible obtener cotas de terreno superficiales y con la pendiente asignada a cada tramo y obtener profundidades de pozos de visita tanto entrantes como salientes. De este modo se buscó las alturas de las cotas invert y fue posible dibujar los colectores y pozos en los perfiles.

A continuación se presentan los resultados del diseño geométrico de los colectores de drenaje pluvial:

Figura 10: Cotas de rasante, invert y profundidad de pozos para los colectores de drenaje pluvial.

| Pozo Salida | Pozo Entrada | Rasante    | Rasante     | Distancia (m) | Pend.       | Pend.       | Invert salida | Invert entrada | Altura de Pozo Salida (m) | Altura de Pozo Entrada (m) |
|-------------|--------------|------------|-------------|---------------|-------------|-------------|---------------|----------------|---------------------------|----------------------------|
|             |              | Salida (m) | Entrada (m) |               | Terreno (%) | Tubería (%) | (m)           | (m)            |                           |                            |
| T1          | i1           | 1566.70    | 1565.74     | 43.33         | 2.22        | 2.00        | 1563.24       | 1562.38        | 3.46                      | 3.36                       |
| i1          | i2           | 1565.74    | 1563.00     | 20.00         | 13.70       | 2.00        | 1562.28       | 1561.88        | 3.46                      | 1.12                       |
| i2          | i3           | 1563.00    | 1562.13     | 15.00         | 5.80        | 3.00        | 1561.38       | 1560.93        | 1.62                      | 1.20                       |
| i3          | i4           | 1562.13    | 1560.08     | 10.00         | 20.50       | 3.00        | 1558.93       | 1558.63        | 3.20                      | 1.45                       |
| i4          | i5           | 1560.08    | 1559.55     | 12.00         | 4.42        | 2.00        | 1558.13       | 1557.89        | 1.95                      | 1.66                       |
| i5          | i6           | 1559.55    | 1557.62     | 12.00         | 16.08       | 3.00        | 1556.39       | 1556.03        | 3.16                      | 1.59                       |
| i6          | i7           | 1557.62    | 1555.52     | 17.00         | 12.35       | 3.00        | 1554.53       | 1554.02        | 3.09                      | 1.50                       |
| i7          | i8           | 1555.52    | 1553.80     | 30.00         | 5.73        | 2.00        | 1552.52       | 1551.92        | 3.00                      | 1.88                       |
| i8          | T2           | 1553.80    | 1553.00     | 72.89         | 1.10        | 1.75        | 1550.42       | 1549.14        | 3.38                      | 3.86                       |
| T2          | i9           | 1553.00    | 1550.37     | 35.00         | 7.51        | 1.75        | 1549.04       | 1548.43        | 3.96                      | 1.94                       |
| i9          | T3           | 1550.37    | 1548.81     | 275.30        | 0.57        | 1.00        | 1547.93       | 1545.18        | 2.44                      | 3.63                       |
| T3          | i10          | 1548.81    | 1546.85     | 80.00         | 2.45        | 1.00        | 1545.08       | 1544.28        | 3.73                      | 2.57                       |
| i10         | T4           | 1546.85    | 1543.00     | 203.30        | 1.89        | 1.00        | 1542.78       | 1540.74        | 4.07                      | 2.26                       |
| T4          | i11          | 1543.00    | 1540.00     | 134.42        | 2.23        | 1.00        | 1539.24       | 1537.90        | 3.76                      | 2.10                       |
| i11         | T5           | 1540.00    | 1539.00     | 134.42        | 0.74        | 1.00        | 1537.80       | 1536.45        | 2.20                      | 2.55                       |
| T5          | T6           | 1539.00    | 1539.00     | 12.5704       | 0.00        | 1.00        | 1536.35       | 1536.23        | 2.65                      | 2.77                       |
| T6          | i12          | 1539.00    | 1537.14     | 220.00        | 0.85        | 0.75        | 1536.13       | 1534.48        | 2.87                      | 2.66                       |
| i12         | i13          | 1537.14    | 1535.94     | 200.00        | 0.60        | 0.75        | 1534.38       | 1532.88        | 2.76                      | 3.06                       |
| i13         | T7           | 1535.94    | 1533.53     | 192.58        | 1.25        | 0.75        | 1532.78       | 1531.33        | 3.16                      | 2.20                       |
| T7          | i14          | 1533.53    | 1531.00     | 176.57        | 1.43        | 0.75        | 1529.83       | 1528.51        | 3.70                      | 2.49                       |
| i14         | i15          | 1531.00    | 1530.00     | 176.52        | 0.57        | 0.75        | 1528.41       | 1527.09        | 2.59                      | 2.91                       |
| i15         | i16          | 1530.00    | 1528.00     | 176.57        | 1.13        | 0.60        | 1526.09       | 1525.03        | 3.91                      | 2.97                       |
| i16         | T8           | 1528.00    | 1526.00     | 176.57        | 1.13        | 0.60        | 1524.03       | 1522.97        | 3.97                      | 3.03                       |
| T8          | T9           | 1526.00    | 1526.00     | 19.72         | 0.00        | 0.60        | 1522.87       | 1522.75        | 3.13                      | 3.25                       |
| TR1         | i17          | 1531.00    | 1528.00     | 200.37        | 1.50        | 0.60        | 1525.15       | 1523.95        | 5.85                      | 4.05                       |
| i17         | T9           | 1528.00    | 1526.00     | 200.37        | 1.00        | 0.60        | 1523.85       | 1522.65        | 4.15                      | 3.35                       |
| T9          | T10          | 1526.00    | 1526.00     | 19.06         | 0.00        | 0.50        | 1522.55       | 1522.45        | 3.45                      | 3.55                       |
| T10         | T11          | 1526.00    | 1526.00     | 66.48         | 0.00        | 0.50        | 1522.35       | 1522.02        | 3.65                      | 3.98                       |
| T11         | T12          | 1526.00    | 1525.00     | 223.42        | 0.45        | 0.45        | 1521.92       | 1520.92        | 4.08                      | 4.08                       |
| T12         | T13          | 1525.00    | 1525.00     | 84.62         | 0.00        | 0.45        | 1520.82       | 1520.43        | 4.18                      | 4.57                       |
| T13         | T14          | 1525.00    | 1525.00     | 43.27         | 0.00        | 0.45        | 1520.33       | 1520.14        | 4.67                      | 4.86                       |
| T14         | PI           | 1525.00    | 1524.00     | 28.77         | 3.48        | 0.45        | 1520.04       | 1519.91        | 4.96                      | 4.09                       |

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.4.2. Cálculo de las intensidades de lluvia y caudales

El cálculo de intensidades de lluvia se realizó mediante la estación ALAMEDA ICTA ubicada en Chimaltenango. El cálculo apropiado para dichas intensidades se realiza idealmente con estaciones pertenecientes a las mismas microcuencas del área de estudio. En este caso se consideró la cercanía de Chimaltenango con la Antigua Guatemala para las intensidades de lluvia.

En primera instancia se realizó el chequeo de la línea de drenaje para una periodo de retorno de 20 años en lugar del periodo utilizado, que es de 10 años. Se consideró que la red de drenaje cumpliera para ambos periodos pero se diseñó el pozo de inundación y tanque de almacenamiento final para el reuso del agua para el periodo de 10 años. Esto se debe a que almacenar un volumen en el pozo de inundación para un tiempo de concentración de 17.75 minutos (referirse a la Figura 11) resulta en dimensiones de tanques y pozo de inundación poco factibles para su construcción. Es válido este criterio considerando que diseñar para un periodo de retorno de 10 años representa solo un 10% de probabilidad de que ocurra un evento extremo de precipitación.

Figura 11: Área, coeficiente de escorrentía, intensidad de lluvia y caudal.

| Pozo Salida | Pozo Entrada | Dist (m) | Dif H (m) | Área Acumulada (hec) | C (Escorrentía) | T a utilizar | I (mm/hr) | Q (m <sup>3</sup> /seg) |
|-------------|--------------|----------|-----------|----------------------|-----------------|--------------|-----------|-------------------------|
| T1          | i1           | 98.00    | 14.00     | 0.96                 | 0.56            | 1.39         | 152.76    | 0.2280                  |
| i1          | i2           | 98.00    | 14.00     | 1.19                 | 0.70            | 1.69         | 151.54    | 0.3510                  |
| i2          | i3           | 98.00    | 14.00     | 1.32                 | 0.70            | 1.81         | 151.04    | 0.3872                  |
| i3          | i4           | 98.00    | 14.00     | 1.43                 | 0.70            | 1.88         | 150.73    | 0.4195                  |
| i4          | i5           | 98.00    | 14.00     | 1.54                 | 0.70            | 1.93         | 150.53    | 0.4508                  |
| i5          | i6           | 98.00    | 14.00     | 1.66                 | 0.70            | 2.00         | 150.25    | 0.4856                  |
| i6          | i7           | 98.00    | 14.00     | 1.85                 | 0.70            | 2.06         | 150.01    | 0.5408                  |
| i7          | i8           | 98.00    | 14.00     | 2.14                 | 0.70            | 2.14         | 149.68    | 0.6221                  |
| i8          | T2           | 98.00    | 14.00     | 2.57                 | 0.70            | 2.30         | 149.04    | 0.7442                  |
| T2          | i9           | 98.00    | 14.00     | 2.76                 | 0.62            | 2.68         | 147.51    | 0.7027                  |
| i9          | T3           | 98.00    | 14.00     | 4.09                 | 0.65            | 2.87         | 146.77    | 1.0887                  |
| T3          | i10          | 98.00    | 14.00     | 4.54                 | 0.70            | 4.50         | 140.56    | 1.2419                  |
| i10         | T4           | 98.00    | 14.00     | 5.48                 | 0.65            | 4.96         | 138.88    | 1.3688                  |
| T4          | i11          | 98.00    | 14.00     | 6.09                 | 0.61            | 6.09         | 134.86    | 1.3859                  |
| i11         | T5           | 98.00    | 14.00     | 6.66                 | 0.61            | 6.84         | 132.31    | 1.4888                  |
| T5          | T6           | 98.00    | 14.00     | 6.72                 | 0.70            | 7.58         | 129.87    | 1.6961                  |
| T6          | i12          | 98.00    | 14.00     | 7.62                 | 0.70            | 7.64         | 129.65    | 1.9132                  |
| i12         | i13          | 98.00    | 14.00     | 8.47                 | 0.70            | 8.90         | 125.64    | 2.0591                  |
| i13         | T7           | 98.00    | 14.00     | 9.40                 | 0.70            | 10.03        | 122.22    | 2.2236                  |
| T7          | i14          | 98.00    | 14.00     | 10.37                | 0.69            | 11.09        | 119.11    | 2.3651                  |
| i14         | i15          | 98.00    | 14.00     | 11.29                | 0.69            | 12.05        | 116.41    | 2.5158                  |
| i15         | i16          | 98.00    | 14.00     | 12.18                | 0.69            | 12.99        | 113.83    | 2.6534                  |
| i16         | T8           | 98.00    | 14.00     | 12.97                | 0.69            | 14.01        | 111.15    | 2.7590                  |
| T8          | T9           | 98.00    | 14.00     | 13.09                | 0.70            | 15.02        | 108.59    | 2.7633                  |
| TR1         | i17          | 57.00    | 1.00      | 0.92                 | 0.70            | 2.04         | 150.10    | 0.2680                  |
| i17         | T9           | 57.00    | 1.00      | 1.73                 | 0.70            | 4.14         | 141.88    | 0.4763                  |
| T9          | T10          | 98.00    | 14.00     | 13.13                | 0.70            | 15.13        | 108.31    | 3.2423                  |
| T10         | T11          | 98.00    | 14.00     | 13.44                | 0.70            | 15.24        | 108.04    | 3.2996                  |
| T11         | T12          | 98.00    | 14.00     | 14.68                | 0.65            | 15.63        | 107.08    | 3.2996                  |
| T12         | T13          | 98.00    | 14.00     | 15.16                | 0.70            | 16.99        | 103.83    | 3.5363                  |
| T13         | T14          | 98.00    | 14.00     | 15.38                | 0.70            | 17.50        | 102.66    | 3.5462                  |
| T14         | PI           | 98.00    | 14.00     | 15.38                | 0.80            | 17.75        | 102.07    | 3.5462                  |

Fuente: Elaboración propia.

### 5.4.3. Verificación del tirante y velocidad en Hcanales V3.0

La última parte del diseño de los colectores de drenaje pluvial consistió en la verificación del tirante y la velocidad mediante la herramienta Hcanales V3.0. En la Figura 5 ubicada en el capítulo de metodología se encuentra un ejemplo del uso de Hcanales V3.0 para la verificación del tirante y velocidad dentro de los colectores.

El criterio de diseño para verificar los valores de los tirantes fue de que ocuparan valores menores a 0.75, que corresponde a no ocupar más del 75 % de la sección de la tubería. Para los tramos donde la velocidad es mayor a 3.0 m/s se fue permisivo debido a la mayor facilidad de realizar su mantenimiento por los valores de sus diámetros. A demás, se consideró que la probabilidad de que esas velocidades ocurran en los colectores es del 10 % en 10 años.

La mayoría de estas velocidades se presentan en el primer tramo principal, del pozo T1 al T2, donde las pendientes de terreno se encontraban entre un 1 % y un 20 %. Para este tramo se consideraron los mayores desplantes entre la cota invert de salida con la cota invert de entrada de un tramo siguiente para utilizar el menor valor de pendiente de tubería. Al usar un menor valor de pendiente de tubería se logra una menor velocidad y un menor riesgo a la erosión de las paredes de los colectores.

Figura 12: Verificación de tirante y velocidad en los colectores.

| Pozo Salida | Pozo Entrada | Diámetro CONCRETO (") | Diámetro (m) | Tirante Hcanales(m) | Velocidad Hcanales (m/s) | d/D (m/m) | Chequeo |
|-------------|--------------|-----------------------|--------------|---------------------|--------------------------|-----------|---------|
| T1          | i1           | 18                    | 0.4572       | 0.2509              | 2.47                     | 0.5488    | Ok      |
| i1          | i2           | 24                    | 0.6096       | 0.2746              | 2.75                     | 0.4505    | Ok      |
| i2          | i3           | 24                    | 0.6096       | 0.2590              | 3.28                     | 0.4249    | Ok      |
| i3          | i4           | 24                    | 0.6096       | 0.2708              | 3.35                     | 0.4442    | Ok      |
| i4          | i5           | 24                    | 0.6096       | 0.3176              | 2.93                     | 0.5210    | Ok      |
| i5          | i6           | 24                    | 0.6096       | 0.2945              | 3.48                     | 0.4831    | Ok      |
| i6          | i7           | 24                    | 0.6096       | 0.3137              | 3.50                     | 0.5146    | Ok      |
| i7          | i8           | 24                    | 0.6096       | 0.3901              | 3.15                     | 0.6399    | Ok      |
| i8          | T2           | 30                    | 0.762        | 0.3907              | 3.16                     | 0.5127    | Ok      |
| T2          | i9           | 30                    | 0.762        | 0.3777              | 3.12                     | 0.4957    | Ok      |
| i9          | T3           | 36                    | 0.9144       | 0.5215              | 2.81                     | 0.5703    | Ok      |
| T3          | i10          | 42                    | 1.0668       | 0.5141              | 2.91                     | 0.4819    | Ok      |
| i10         | T4           | 42                    | 1.0668       | 0.5444              | 2.98                     | 0.5103    | Ok      |
| T4          | i11          | 42                    | 1.0668       | 0.5484              | 2.99                     | 0.5141    | Ok      |
| i11         | T5           | 42                    | 1.0668       | 0.5726              | 3.05                     | 0.5367    | Ok      |
| T5          | T6           | 48                    | 1.2192       | 0.5727              | 3.15                     | 0.4697    | Ok      |
| T6          | i12          | 48                    | 1.2192       | 0.6700              | 2.91                     | 0.5495    | Ok      |
| i12         | i13          | 54                    | 1.3716       | 0.6531              | 2.97                     | 0.4762    | Ok      |
| i13         | T7           | 54                    | 1.3716       | 0.6831              | 3.03                     | 0.4980    | Ok      |
| T7          | i14          | 60                    | 1.524        | 0.6692              | 3.07                     | 0.4391    | Ok      |
| i14         | i15          | 60                    | 1.524        | 0.6930              | 3.12                     | 0.4547    | Ok      |
| i15         | i16          | 72                    | 1.8288       | 0.6962              | 2.89                     | 0.3807    | Ok      |
| i16         | T8           | 72                    | 1.8288       | 0.7111              | 2.92                     | 0.3888    | Ok      |
| T8          | T9           | 72                    | 1.8288       | 0.7117              | 2.92                     | 0.3892    | Ok      |
| TR1         | i17          | 42                    | 1.0668       | 0.2606              | 1.58                     | 0.2443    | Ok      |
| i17         | T9           | 48                    | 1.2192       | 0.3327              | 1.85                     | 0.2729    | Ok      |
| T9          | T10          | 72                    | 1.8288       | 0.8177              | 2.85                     | 0.4471    | Ok      |
| T10         | T11          | 84                    | 2.1336       | 0.7690              | 2.84                     | 0.3604    | Ok      |
| T11         | T12          | 84                    | 2.1336       | 0.7909              | 2.74                     | 0.3707    | Ok      |
| T12         | T13          | 84                    | 2.1336       | 0.8211              | 2.79                     | 0.3848    | Ok      |
| T13         | T14          | 84                    | 2.1336       | 0.8223              | 2.79                     | 0.3854    | Ok      |
| T14         | PI           | 84                    | 2.1336       | 0.8223              | 2.79                     | 0.3854    | Ok      |

Fuente: Elaboración propia.

## 5.5. Comparación entre los diámetros existentes y los calculados para un mismo evento de precipitación

La comparación entre el diseño de la red de drenaje pluvial y la red existente para un mismo evento de precipitación toma en cuenta los caudales calculados en este trabajo y su efecto en las relaciones tirante diámetro entre las dos redes.

En la Figura 13 se evidencia que para la mayoría de los tramos, según los caudales calculados, la tubería existente presenta un déficit hidráulico en cuando a que su sección se llenaría antes de poder evacuar el caudal que le corresponde. En su mayoría la relaciones tirante-diámetro es mayor al 100 % exceptuando los tramos de la 7a calle (tramos T1-i17 e i17-T9) y los que poseen un diámetro de 90 pulgadas.

Para los tramos mencionados anteriormente, aunque su relación tirante-diámetro se encuentre dentro del rango permitido, no cumplen una función de alivio para la red en la que circulan caudales que superan su capacidad. Es decir, a los tramos de la red existente de 90 pulgadas, para eventos de precipitación considerados en este diseño, llegan caudales cuyos valores llenan la sección de los tramos anteriores a estos diámetros en más del 100 % de su capacidad, por lo que no funcionan de manera eficiente dentro de la red.

Figura 13: Comparación entre red de drenaje existente y la diseñada.

| Tramo |     | Diámetro actual (in) | Diámetro teórico (in) | Caudal (m <sup>3</sup> /s) | Tirante (m) | % llenado diámetro real | % llenado diámetro teórico |
|-------|-----|----------------------|-----------------------|----------------------------|-------------|-------------------------|----------------------------|
| T1    | i1  | 10                   | 18                    | 0.2280                     | 0.2509      | 98.78%                  | 54.88%                     |
| i1    | i2  | 10                   | 24                    | 0.3510                     | 0.2746      | 108.11%                 | 45.05%                     |
| i2    | i3  | 10                   | 24                    | 0.3872                     | 0.2590      | 101.97%                 | 42.49%                     |
| i3    | i4  | 10                   | 24                    | 0.4195                     | 0.2708      | 106.61%                 | 44.42%                     |
| i4    | i5  | 10                   | 24                    | 0.4508                     | 0.3176      | 125.04%                 | 52.10%                     |
| i5    | i6  | 10                   | 24                    | 0.4856                     | 0.2945      | 115.94%                 | 48.31%                     |
| i6    | i7  | 10                   | 24                    | 0.5408                     | 0.3137      | 123.50%                 | 51.46%                     |
| i7    | i8  | 10                   | 24                    | 0.6221                     | 0.3901      | 153.58%                 | 63.99%                     |
| i8    | T2  | 10                   | 30                    | 0.7442                     | 0.3907      | 153.82%                 | 51.27%                     |
| T2    | i9  | 16                   | 30                    | 0.7027                     | 0.3777      | 92.94%                  | 49.57%                     |
| i9    | T3  | 16                   | 36                    | 1.0887                     | 0.5215      | 128.32%                 | 57.03%                     |
| T3    | i10 | 10                   | 42                    | 1.2419                     | 0.5141      | 202.40%                 | 48.19%                     |
| i10   | T4  | 18 y 21              | 42                    | 1.3688                     | 0.5444      | 119.07%                 | 51.03%                     |
| T4    | i11 | 10 y 15              | 42                    | 1.3859                     | 0.5484      | 215.91%                 | 51.41%                     |
| i11   | T5  | 12                   | 42                    | 1.4888                     | 0.5726      | 187.86%                 | 53.67%                     |
| T5    | T6  | 12                   | 48                    | 1.6961                     | 0.5727      | 187.89%                 | 46.97%                     |
| T6    | i12 | 12                   | 48                    | 1.9132                     | 0.6700      | 219.82%                 | 54.95%                     |
| i12   | i13 | 12                   | 54                    | 2.0591                     | 0.6531      | 214.27%                 | 47.62%                     |
| i13   | T7  | 42                   | 54                    | 2.2236                     | 0.6831      | 64.03%                  | 49.80%                     |
| T7    | i14 | 10 y 12              | 60                    | 2.3651                     | 0.6692      | 263.46%                 | 43.91%                     |
| i14   | i15 | 18 y 24              | 60                    | 2.5158                     | 0.6930      | 151.57%                 | 45.47%                     |
| i15   | i16 | 24 y 30              | 72                    | 2.6534                     | 0.6962      | 114.21%                 | 38.07%                     |
| i16   | T8  | 30                   | 72                    | 2.7590                     | 0.7111      | 93.32%                  | 38.88%                     |
| T8    | T9  | 30                   | 72                    | 2.7633                     | 0.7117      | 93.40%                  | 38.92%                     |
| TR1   | i17 | 66                   | 42                    | 0.2680                     | 0.2606      | 15.55%                  | 24.43%                     |
| i17   | T9  | 66                   | 48                    | 0.4763                     | 0.3327      | 19.85%                  | 27.29%                     |
| T9    | T10 | 90                   | 72                    | 3.2423                     | 0.8177      | 35.77%                  | 44.71%                     |
| T10   | T11 | 90                   | 84                    | 3.2996                     | 0.7690      | 33.64%                  | 36.04%                     |
| T11   | T12 | 90                   | 84                    | 3.2996                     | 0.7909      | 34.60%                  | 37.07%                     |
| T12   | T13 | 90                   | 84                    | 3.5363                     | 0.8211      | 35.92%                  | 38.48%                     |
| T13   | T14 | 90                   | 84                    | 3.5462                     | 0.8223      | 35.97%                  | 38.54%                     |
| T14   | PI  | 90                   | 84                    | 3.5462                     | 0.8223      | 35.97%                  | 38.54%                     |

Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior es posible observar que para algunos tramos existe mas de un valor de diámetro en comparación con la red diseñada en este trabajo. Esto se debe a que se consideró al menos un pozo menos en dicho tramo para este trabajo, por lo que en la red existente existe un tramo más con otro diámetro. Se ejemplifican para el tramo i10-T4, en el que la red actual posee diámetros de 18 y 21 pulgadas y en el diseño se considero una única tubería de 42 pulgadas.

## 5.6. Diseño geométrico de tanques de almacenamiento y pozo de inundación

### 5.6.1. Pozo de inundación

El diseño geométrico del pozo de inundación se basó en la consideración de que la mitad de su profundidad se encuentra bajo el nivel del terreno. Esto se consideró de esta manera debido al gran volumen de agua que este debe ser capaz de almacenar durante los 15.75 minutos del tiempo de concentración.

Otro punto importante que se consideró para el diseño de este volumen fue reducir en alguna medida sus dimensiones por medio de tres bombas (81l/s) que encausaran cierto volumen hacia un tanque próximo. En el anexo 22 es posible visualizar la magnitud del volumen crudo a almacenar durante el tiempo de concentración.

Figura 14: Volumen total a almacenar durante el tiempo de concentración.

$$Q := 3.5463 \frac{m^3}{s} \quad \text{Caudal de la red de drenaje.}$$

$$T := 17.75 \text{ min} = 1065 \text{ s} \quad \text{Tiempo de concentración.}$$

$$Vol := Q \cdot T = 3776.81 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen total la almacenar.}$$

Fuente: Elaboración propia.

Las dimensiones del pozo de inundación poseen las siguientes dimensiones:

Figura 15: Dimensiones del pozo de inundación.

|   |   |             |                         |
|---|---|-------------|-------------------------|
| $h := 8 \text{ m}$  | Profundidad.  | $i := 1.15$ | Factor de compensación. |
| $a := i \cdot 24 \text{ m} = 27.6 \text{ m}$                      | Ancho, arista más larga.                              |             |                         |
| $n := 3$  | Número de bombas.                                     |             |                         |
| $V_{\text{evacuado}_1} := n \cdot Q \cdot T = 53.676 \text{ m}^3$ | Volumen evacuado debido al caudal bombeado.           |             |                         |
| $V1 := Vol - V_{\text{evacuado}_1} = 3723.134 \text{ m}^3$        | Volumen a almacenar anterior a planta.                |             |                         |
| $L := i \cdot \frac{V1}{h \cdot a} = 19.391 \text{ m}$            | Largo del tanque anterior a planta, arista más corta. |             |                         |

Fuente: Elaboración propia.

### 5.6.2. Pérdidas de las tuberías del sistema de bombeo

El sistema de bombeo abastece el tanque entre el pozo de inundación y el desarenador para reducir las dimensiones del pozo de inundación. A demás de la cabeza por la diferencia entre los niveles del agua a bombear se consideraron las pérdidas tanto en las tuberías de 3 pulgadas como en los accesorios. Dichos accesorios considerados fueron codos a 90 grados.

Se consideró el diagrama de Moody para encontrar el valor de  $f$  o factor de pérdidas por fricción. Se limitó el caudal de evacuación ( $81l/s$  debido al diámetro de tres pulgadas y que la velocidad de flujo dentro de la tubería de ese diámetro se encontraba en el límite ( $3.68m/s$ ) de  $3.75m/s$ . Es por lo mismo que se optó por incluir en el diseño las tres bombas. El tipo de bombas consideradas fue de tipo centrífugas debido a que la profundidad del pozo de inundación no era la suficiente para utilizar una bomba sumergible.

La potencia requerida y la que se debe usar se visualiza en la siguiente imagen:

Figura 16: Potencia requerida de una bomba.

$$H := 7.8 \text{ m} - 6.8 \text{ m} + h_f + h_{f_{\text{accesorios}}} = 4.63 \text{ m}$$

$$HP := \frac{16.8 \cdot 4.63}{76 \cdot 0.80} = 1.28 \text{ HP}$$

$$HP := 1.5 \text{ hp} \quad \text{Potencia de cada bomba.}$$

Fuente: Elaboración propia.

### 5.6.3. Dimensiones del tanque previo al desarenador

Las dimensiones del tanque previo al desarenador se consideran sobre la superficie el terreno. Para este tanque también se tomó en cuenta un factor de compensación del 15 %. Las dimensiones de este tanque son menores en función de la capacidad del sistema de bombeo. Tanto para el tanque previo al desarenador como para el tanque final de almacenamiento y el pozo de inundación se consideró un espesor de pared de 0.25 metros. Las dimensiones de este tanque es posible visualizar en el anexo 23.

### 5.6.4. Caudal de entrada al desarenador

El caudal entrante al desarenador se calculó con apoyo de Hcanales V3.0 con el componente de *Cálculos en compuertas y orificios*. El valor de la carga sobre el orificio (tubo de 3 pulgadas) se calculó restando el alto total del tanque del desplante asignado de 10 centímetros. Estos 10 centímetros se consideraron en el diseño para evitar que los sedimentos entrasen a la planta. Dicho sedimentos albergados en el tanque previo al desarenador se deben evacuar manualmente. En el anexo 24 es posible visualizar el cálculo del caudal entrante a la planta con el apoyo de Hcanales V3.0.

## 5.7. Diseño geométrico del desarenador de flujo horizontal

### 5.7.1. Determinación del ancho, tirante y pendiente del canal

El diseño geométrico del desarenador se basa en la propuesta del ancho del canal previo a la zona de sedimentación. Para este trabajo se propuso un ancho de canal de un metro. En el anexo 25 es posible apreciar el cálculo del área transversal de flujo en función de la velocidad mínima.

El tirante en el canal se consideró como 20 centímetros menos que el alto total del canal. Esto se debe a que se toma en cuenta en alto provisional en caso de un evento de precipitación mayor.

En cuanto a la pendiente del canal previo al desarenador la pendiente se calculó en un 0.041 % derivada de la ecuación de Manning. Este valor es bajo debido a la velocidad seleccionada, sin embargo, de escoger una velocidad más alta se eleva la probabilidad de que el tiempo de desplazamiento sea menor el de sedimentación y la partícula no sedimente antes de recorrer la zona de sedimentación.

### 5.7.2. Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño se tomaron de [13] y parten del caudal del sistema de bombeo y la propuesta de ancho de canal. De estos parámetros dependen las demás dimensiones del desarenador. Se debe considerar un tamaño de partícula característico del suelo del casco de la Antigua Guatemala, proveniente de un estudio especial de laboratorio para este fin.

### 5.7.3. Velocidad de sedimentación y longitud del desarenador

La velocidad de sedimentación se calculó en función del régimen del flujo. Para este trabajo se obtuvo un flujo en el régimen de transición. Esta velocidad resulta de la iteración del  $C_d$  y el No. de Reynolds. Esta velocidad es permitida en función del tiempo de sedimentación que resulte de esta. Es decir, que sea menor al tiempo que tarde la partícula en recorrer la zona de sedimentación.

El parámetro de ajuste para la velocidad de desplazamiento en este trabajo fue de 44 que corresponde a un diámetro de partícula de 0.2 milímetros. El área transversal de flujo se calculó en base a la velocidad de desplazamiento y al caudal de entrada al desarenador.

En cuanto al largo de la zona de sedimentación se consideró un aumento del 50 % en el largo final para tomar en cuenta un aumento en la velocidad horizontal. De este modo se asegura que la partícula a sedimentar logrará llegar al fondo de la zona de sedimentación.

### 5.7.4. Ancho, zona de transición y tiempos de desplazamiento y sedimentación

El ancho de la zona de sedimentación para este trabajo fue de 1 metro y el largo de la zona de transición de 5 centímetros. Se debe tomar en cuenta que la zona de sedimentación se construye con una zona paralela a la principal para considerar el mantenimiento sin detener el funcionamiento del desarenador. Para efectos de esta zona de sedimentación paralela el largo  $I$  se torna de 2 metros.

Para este trabajo el tiempo de desplazamiento fue mayor al de sedimentación, por lo que el diseño del desarenador es válido para efector de la decantación de las partículas.

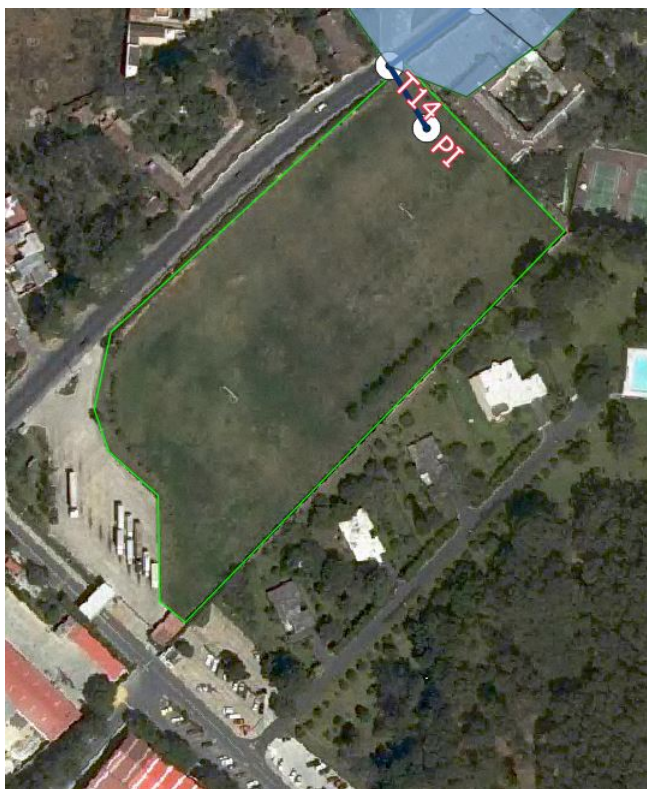
## 5.8. Propuesta de reuso del efluente del desarenador

El volumen final de almacenamiento diseñado en el anexo 24 es el captado por la tubería de drenaje pluvial y el tratado por el desarenador de flujo horizontal. Para un tiempo de concentración de 15.75 minutos el volumen del que se dispondría para un reuso se calculó en  $86.265 m^3$

Para este trabajo se propuso la ubicación del pozo de inundación y del desarenador dentro de la parcela contigua a la planta de alimentos en la RN-14. En este punto es donde el trabajo "ANÁLISIS DE INUNDACIONES PLUVIALES EN LA CIUDAD DE ANTIGUA GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ, GUATEMALA, C.A. Y SERVICIOS REALIZADOS EN EL INSTITUTO PRIVADO DE INVESTIGACIÓN SOBRE CAMBIO CLIMÁTICO -ICC-, GUATEMALA, C.A." [1] indica que el riesgo de inundación pasa de ser de alto riesgo a bajo riesgo.

La parcela mencionada anteriormente se representó por medio de un shape de líneas en Qgis:

Figura 17: Ubicación de la parcela del desarenador.



Fuente: Elaboración propia.

Se propone un reuso del efluente almacenado en el tanque posterior al desarenador para la planta de alimentos de la RN-14. En primer lugar porque la parcela propuesta para la ubicación se encuentra en su propiedad y en segundo lugar porque el tratamiento propuesto aplica para un reuso tipo I según Acuerdo gubernativo 236-2006.

Para los tipos de reuso según el Acuerdo Gubernativo 236-2006 [14] el que aplica es el Tipo I, donde los reusos pueden ser:

- Riego agrícola general dentro de las instalaciones para la conservación del suelo vegetado.
- Reuso como aguas grises dentro de las instalaciones de la planta de alimentos en la RN-14 para descarga de instalaciones sanitarias.
- Reuso para limpieza general de maquinaria o instalaciones habitables dentro de la planta de alimentos de la RN-14.
- Reuso como fuente de abastecimiento para el cuerpo de bomberos en caso de incendio.

1. Se desarrolló el diseño de la línea de drenaje pluvial considerando un periodo de retorno de intensidad de lluvias de 10 años; se determinaron factores de seguridad como relaciones tirante-diámetro menores al 55 % y áreas tributarias representativas.
2. Se comparó la capacidad hidráulica del diseño contra la de la línea existente para intensidades de lluvia consideradas en este diseño; evaluando términos de comparación como aumento de diámetros conforme el desarrollo de las redes y relaciones tirante-diámetro menores al límite permitido de 75 %.
3. Se determinó que la línea existente es deficiente hidráulicamente debido a la reducción súbita de diámetros de un tramo a otro; además, poseen diámetros con valores insuficientes para conducir el tirante que producen las lluvias que se generan dentro de las zonas inundables.
4. Se determinó que para manipular el volumen acumulado en el tiempo de duración de la lluvia de diseño es necesario un pozo de inundación que bombee 81l/s a un tanque de almacenamiento previo al desarenador.
5. Se diseñó el desarenador de flujo horizontal, el cual consiste de un canal, zona de sedimentación y zona de aducción para conducir el efluente tratado hacia el tanque de almacenamiento del agua reusable.
6. Las propuestas para el reuso del agua de lluvia recolectada en la planta de alimentos en la RN-14 son: riego para la conservación del suelo vegetado, como aguas grises en las instalaciones de descargas sanitarias y de aseo de la planta de alimentos, fuente de abastecimiento para el cuerpo de bomberos en caso de incendio.
7. Los planos visibles en los anexos se realizaron con la herramienta Civil3D para representar las configuraciones geométricas tanto de la línea de colectores pluviales como de las partes del desarenador de flujo horizontal.



### 7.1. Estudiantes

1. Es indispensable recabar curvas de nivel referentes a las calles y avenidas del casco urbano para determinar con mayor exactitud las cotas de rasante. Se recomiendan levantamientos locales con estación total para este fin.
2. Realizar un estudio completo de muestras de agua de lluvia para distintas precipitaciones para establecer la calidad del agua pluvial del casco urbano de la Antigua Guatemala.
3. Realizar un análisis de factibilidad económica para el reemplazo de la línea actual con el diseño propuesto y de esta manera mitigar las inundaciones.
4. Realizar un análisis de costo/beneficio del diseño planteado para presupuestar y cuantificar el mismo y determinar por esos medios su viabilidad y factibilidad.

### 7.2. Entidades encargadas

1. Se sugiere realizar el mantenimiento de la red existente para mitigar de alguna manera los anegamientos de calle en la intersección entre la Calzada Sta. Lucía y la 7ma calle.
2. Considerar el cambio de diámetro a uno mayor al menos en los tramos donde al reducción del mismo cambie a uno de 10 pulgadas y prevenir el levantamiento de tapaderas de pozos de visita.
3. Cerciorarse de la limpieza de los tragantes y reforestación en lo posible del cerro de la cruz para mitigar el caudal entrante al casco por escurrimiento superficial.



- 
- [1] H. Turcios, “ANÁLISIS DE INUNDACIONES PLUVIALES EN LA CIUDAD DE ANTIGUA GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ, GUATEMALA, C.A. Y SERVICIOS REALIZADOS EN EL INSTITUTO PRIVADO DE INVESTIGACIÓN SOBRE CAMBIO CLIMÁTICO -ICC-, GUATEMALA, C.A.,” Tesis doct., Universidad de San Carlos de Guatemala, 2018, pág. 175.
  - [2] L. C. Hernández Rodríguez, “Una metodología de evaluación del riesgo público por inundación por falla del sistema de alcantarillado pluvial - caso de la cuenca del río Salitre, Bogotá,” Tesis doct., 2012, pág. 308. dirección: <http://www.bdigital.unal.edu.co/8941/>.
  - [3] E. Colom, M. Morales-de, A. G. Espec y M. Morales, “Política Nacional del Agua de Guatemala y su Estrategia,” pág. 48, 2011.
  - [4] F. J. Aparicio, *Fundamentos de hidrología de superficie*, Limusa, ed. Mexico, 1989, pág. 303, ISBN: 9681830148.
  - [5] INSIVUMEH, “ESTUDIO DE INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN EN GUATEMALA,” inf. téc., 2004, pág. 12.
  - [6] F. G. Brière, *Distribución de Agua Potable y Colecta de Desagües y de Agua de Lluvia*. 2005, pág. 412, ISBN: 2553011474.
  - [7] D. d. A. P. y. S. Básico, *SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS Y PLUVIALES*, D. d. A. P. y. S. Básico, ed., TÍTULO D. Colombia: Ministerio de Desarrollo Económico, 2000, pág. 97.
  - [8] J. Saldarriaga, *Hidráulica de Tuberías*, 1ra ed., C. Alfaomega Colombiana S.A., ed. Bogotá, 2007, pág. 690, ISBN: 978-958-682-680-8.
  - [9] F. Corcho y J. Duque, *Acueductos teoría y diseño*, 2da, L. López, ed. Medellín: Universidad de Medellín, 2005, pág. 640, ISBN: 958-97681-1-3.
  - [10] J. R. Félix, “DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LO DE HERNÁNDEZ Y PUENTE VEHICULAR ALDEA EL TERRERO DEL MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO,” Tesis doct., Universidad de San Carlos de Guatemala, 2004, pág. 113.

- [11] INFOM, *Normal generales para el diseño de alcantarillados*, INFOM, ed. 2009, pág. 22.
- [12] Metcalf, Y y Eddy, *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización*. 1995, pág. 238, ISBN: 0 07 041690 7. DOI: 10.1036/0070418780. arXiv: 9809069v1 [arXiv:gr-qc].
- [13] K. B. Quintero, “Metodologías de diseño de obras hidráulicas en estudios de pre factibilidad de pequeñas centrales hidroeléctricas,” Tesis doct., Universidad Nacional de Colombia, 2009, pág. 78.
- [14] Berger, Oscar; Dary, Juan; Arroyave, Jorge, “Reglamento de las descargas y reuso de aguas residuales y de la disposición de lodos,” inf. téc. 236-2006, 2006, pág. 27.
- [15] MAGA, “Estudio semidetallado de los suelos del departamento de Sacatepéquez, Guatemala,” Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación, Guatemala, inf. téc., 2013, pág. 788.
- [16] S. Gonzalez, “Guía para generación de ortofotos utilizando fotogrametría aérea, aplicada en el casco urbano de Antigua Guatemala,” Tesis doct., Universidad del Valle de Guatemala, 2019, pág. 165.

## CAPÍTULO 9

---

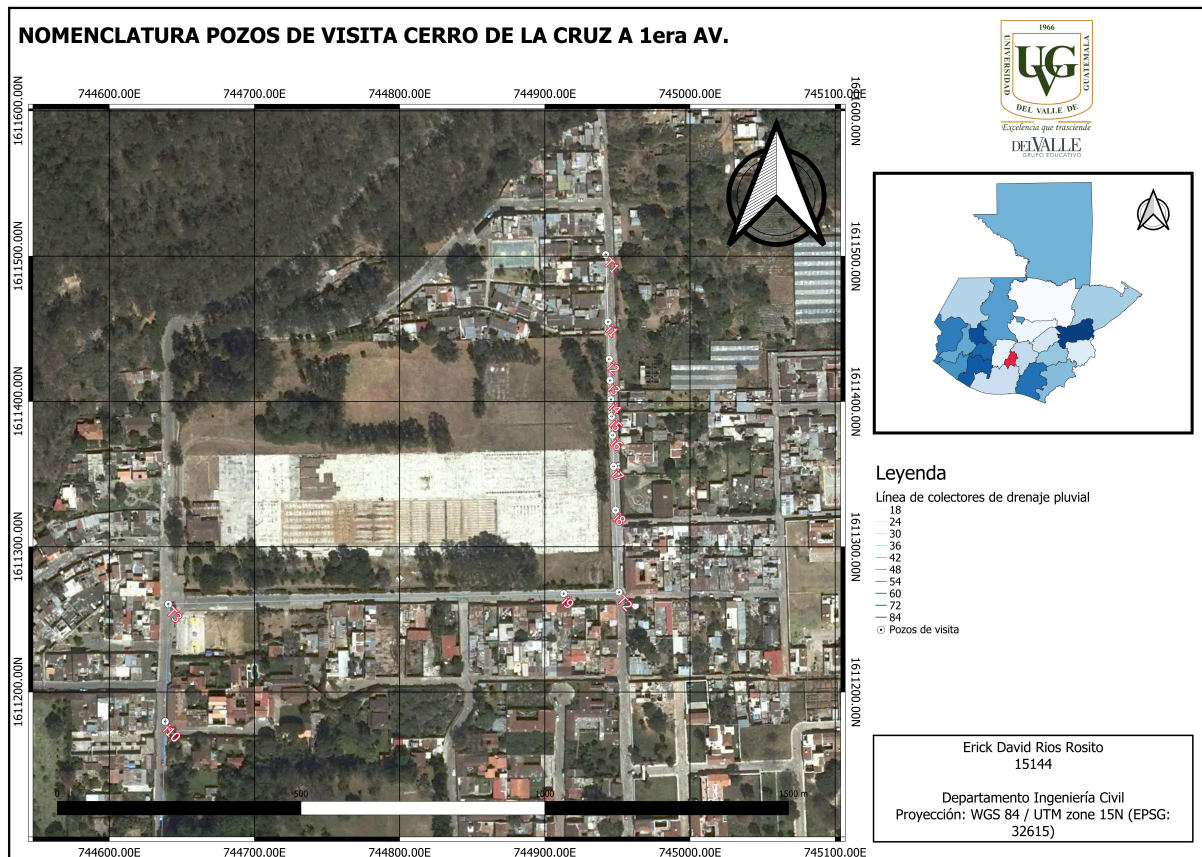
Anexos

---

## 9.1. Mapas de los pozos de visita

### 9.1.1. Mapa de los pozos de visita entre la cuesta del cerro de la Cruz y la 1era avenida

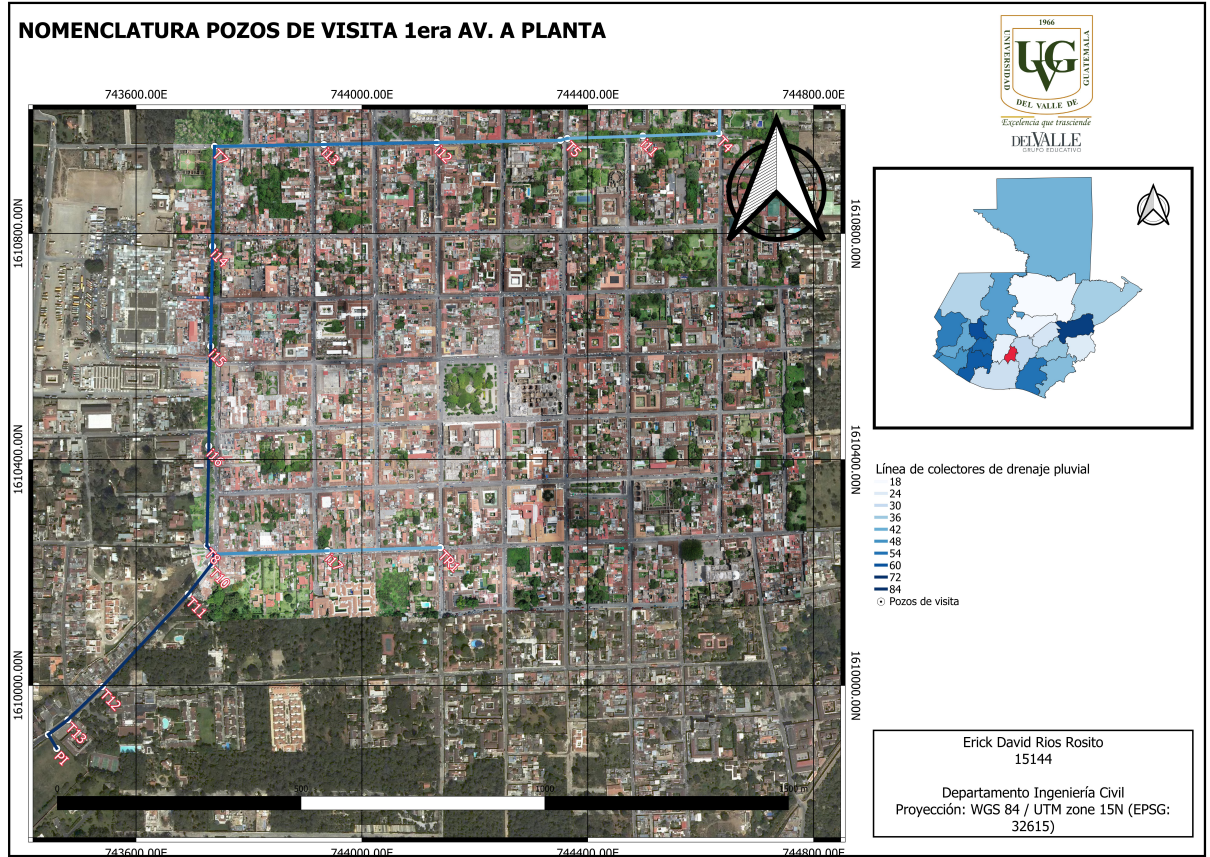
Figura 18: Pozos de visita entre la cuesta del cerro de la cruz hasta la 1era Av.



Fuente: Elaboración propia.

### 9.1.2. Mapa de los pozos de visita de la primera avenida hasta el desarenador

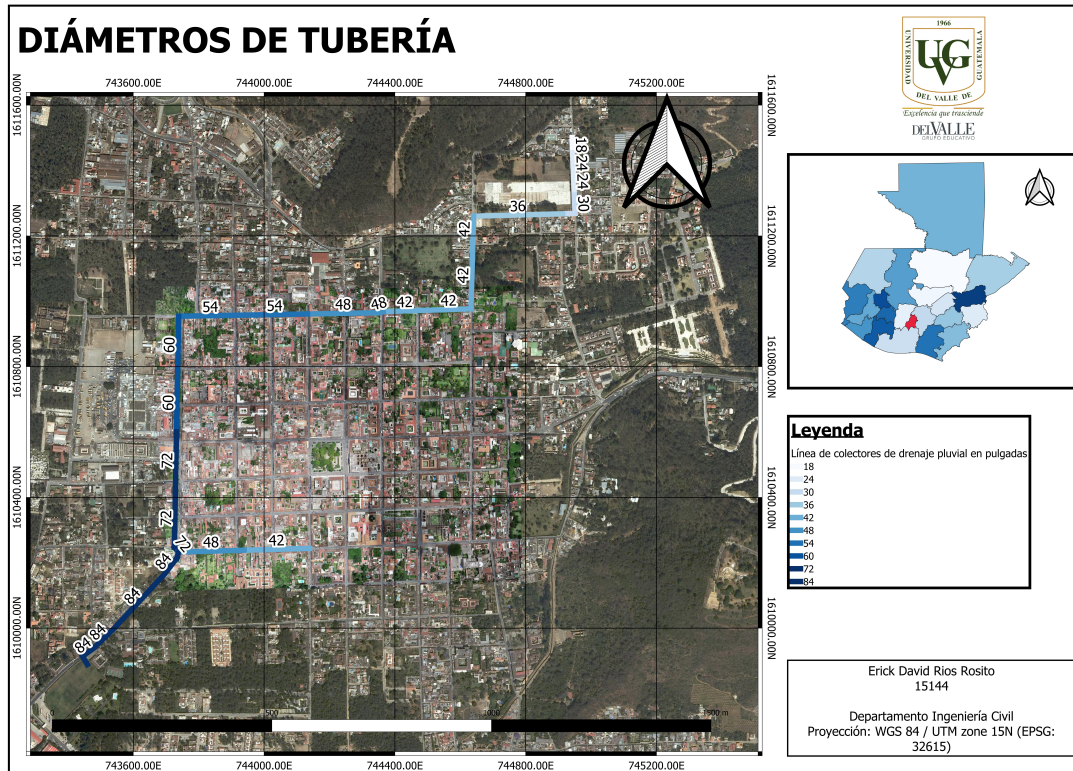
Figura 19: Pozos de visita entre la 1era Av. y el desarenador



Fuente: Elaboración propia.

## 9.2. Mapa de diámetros obtenidos en el diseño

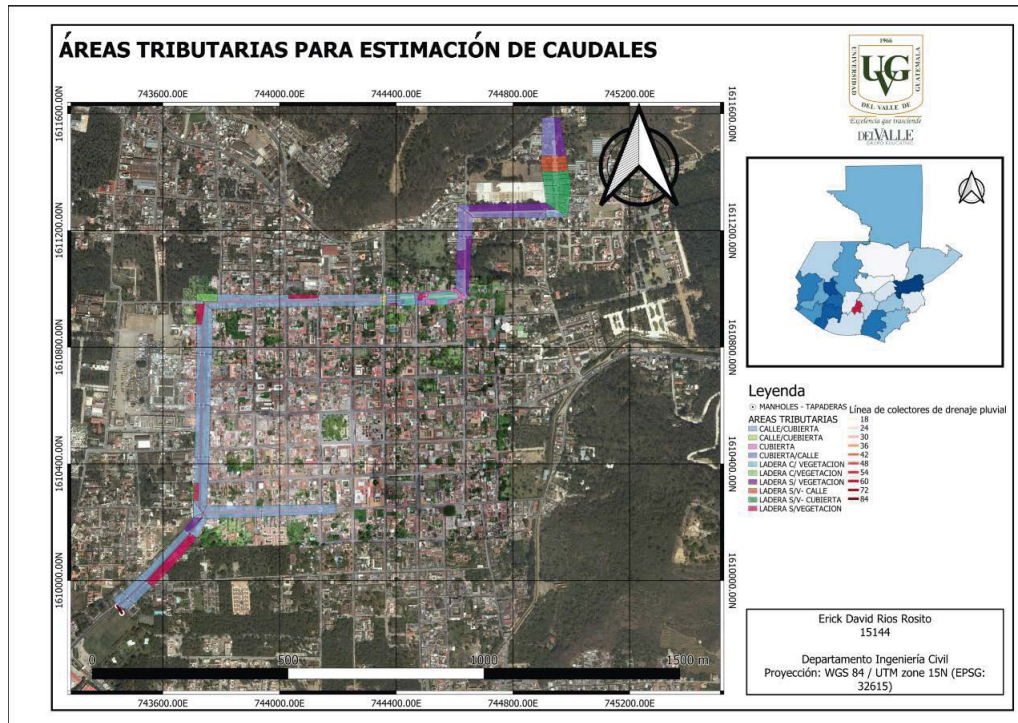
Figura 20: Diámetros obtenidos en el diseño de la línea de colectores.



Fuente: Elaboración propia.

### 9.3. Mapa de las áreas tributarias asignadas a cada tramo

Figura 21: Áreas tributarias por tramo.



Fuente: Elaboración propia.



## 9.4. Memoria de cálculo de las dimensiones del pozo de inundación y tanque de almacenamiento previo y posterior al desarenador en Mathcad V5.0

Figura 22: Volumen a almacenar, pérdidas en la tubería y por accesorios.

### 1. Volumen total a almacenar:

$$Q := 3.5463 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad \text{Caudal de la red de drenaje.}$$

$$T := 17.75 \text{ min} = 1065 \text{ s} \quad \text{Tiempo de concentración.}$$

$$Vol := Q \cdot T = 3776.81 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen total la almacenar.}$$

### 2. Pérdidas en las tuberías de la bomba:

$$D := 3 \text{ in} = 0.076 \text{ m} \quad \text{Diámetro tubería bombeo.} \quad Q = V \cdot A$$

$$A := \frac{\pi}{4} D^2 = 0.0046 \text{ m}^2 \quad \text{Área tubería bombeo.}$$

$$\nu := \frac{0.001003 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}}}{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 0.000001003 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \quad \text{Viscosidad cinemática.}$$

$$Q := 16.8 \frac{\text{l}}{\text{s}} = 0.017 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad \text{Caudal bombeable por una bomba.}$$

$$V := \frac{Q}{A} = 3.684 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Velocidad dentro de la tubería de bombeo.}$$

$$Re := \frac{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot V \cdot D}{0.001003 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}}} = 2.799 \cdot 10^5 \quad \text{Número de Reynolds}$$

$$f := 0.019 \quad \text{Factor de fricción.}$$

$$h_f := f \cdot \frac{14.544 \text{ m}}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} = 2.509 \text{ m} \quad \text{Cabeza de pérdida debido a la fricción en la tubería.}$$

### 3. Pérdidas en los accesorios de tuberías de la bomba:

$$h_{f_{\text{codo90}}} := 3 \cdot 0.54 \cdot \left( \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) = 1.121 \text{ m}$$

$$h_{f_{\text{accesorios}}} := h_{f_{\text{codo90}}} = 1.121 \text{ m}$$

### 4. Potencia requerida de bombeo:

$$H := 7.8 \text{ m} - 6.8 \text{ m} + h_f + h_{f_{\text{accesorios}}} = 4.63 \text{ m}$$

$$HP := \frac{16.8 \cdot 4.63}{76 \cdot 0.80} = 1.28 \text{ HP}$$

$$HP := 1.5 \text{ hp} \quad \text{Potencia de cada bomba.}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 23: Dimensiones pozo inundación y tanque previo a desarenador.

**5. Dimensiones del tanque de inundación - Receptor de caudal tramo de tubería:**

|   |   |             |                         |
|---|---|-------------|-------------------------|
| $h := 8 \text{ m}$  | Profundidad.  | $i := 1.15$ | Factor de compensación. |
| $a := i \cdot 24 \text{ m} = 27.6 \text{ m}$                      | Ancho, arista más larga.                              |             |                         |
| $n := 3$  | Número de bombas.                                     |             |                         |
| $V_{\text{evacuado}_1} := n \cdot Q \cdot T = 53.676 \text{ m}^3$ | Volumen evacuado debido al caudal bombeado.           |             |                         |
| $V1 := Vol - V_{\text{evacuado}_1} = 3723.134 \text{ m}^3$        | Volumen a almacenar anterior a planta.                |             |                         |
| $L := i \cdot \frac{V1}{h \cdot a} = 19.391 \text{ m}$            | Largo del tanque anterior a planta, arista más corta. |             |                         |

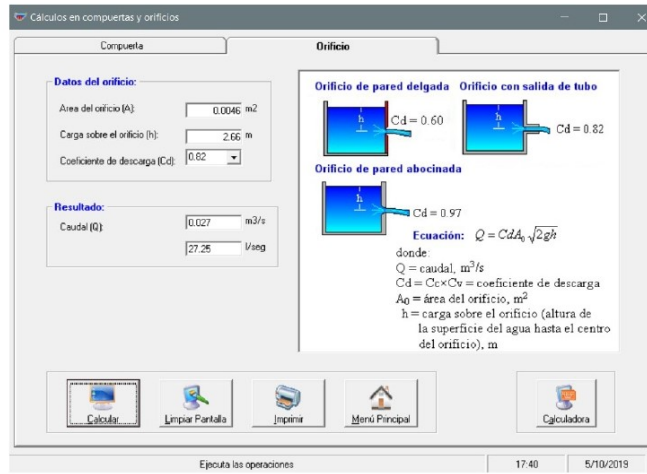
**6. Dimensiones del tanque previo a desarenador:**

|  |  |             |                         |
|--|--|-------------|-------------------------|
| $V_{\text{evacuado}_1} := n \cdot Q \cdot T = 53.676 \text{ m}^3$        |  |             |                         |
| $h := 3 \text{ m}$   |  | $i := 1.15$ | Factor de compensación. |
| $a := i \cdot 3 \text{ m} = 3.45 \text{ m}$                              | Ancho, arista más corta.                                   |             |                         |
| $L := i \cdot \frac{V_{\text{evacuado}_1}}{h \cdot a} = 5.964 \text{ m}$ | Largo del tanque anterior a desarenador, arista más larga. |             |                         |

Fuente: Elaboración propia.

Figura 24: Caudal de entrada al canal del desarenador y volumen tanque final de almacenamiento.

**7. Caudal de entrada a la planta:**



Cálculo realizado para tubo de 3" por medio de Hcanales.  
En total son 3 tubos de 3" los que entran al desarenador.

$$Q_{planta} := n \cdot 0.027 \frac{m^3}{s} = 0.081 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{planta} = 81 \frac{l}{s}$$

**8. Volumen a almacenar en T= tiempo de concentración - posterior al desarenador:**

$$V_{salida} := Q_{planta} \cdot T = 86.265 m^3 \quad \text{Volumen posterior al desarenador.} \quad i := 1.15 \text{ Factor de compensación.}$$

$$h := 3 m \quad \text{Profundidad.}$$

$$a := i \cdot 5 m = 5.75 m \quad \text{Ancho, arista más corta.}$$

$$L := i \cdot \frac{V_{salida}}{h \cdot a} = 5.75 m \quad \text{Largo del tanque anterior a desarenador, arista más larga.}$$

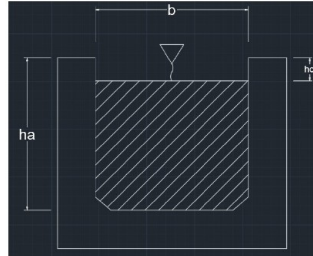
Fuente: Elaboración propia.

## 9.5. Diseño geométrico del desarenador de flujo horizontal Mathcad V5.0

Figura 25: Área transversal, tirante y pendiente de canal.

Propiedades geométricas del canal:

$$b := 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m}$$



Caudal de entrada:

$$Q_{max} := 0.081 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 0.081 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

1. Área transversal del flujo ( $A_u$ ):

$$V_{min} := 0.4 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad V_{max} := 0.75 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$A_u := \frac{Q_{max}}{V_{min}} = 0.203 \text{ m}^2$$

2. Altura de la vena líquida:

$$h_a := \frac{A_u}{b} = 0.20 \text{ m}$$

$$h_o := 0.20 \text{ m} \quad \text{Se elige, 0.20 m es prudente y de esta altura depende h.}$$

$$h := h_a + h_o = 0.4 \text{ m}$$

3. Pendiente del canal:

$$n := 0.014 \quad \text{Coeficiente de rugosidad concreto.} \quad R_h := \frac{A_u}{b + 2 \cdot h_a} = 0.14 \text{ m} \quad \text{Radio hidráulico (Área mojada / perímetro mojado).}$$

$$S := \left( \frac{V_{min} \cdot n}{R_h} \right)^2 = (4.15 \cdot 10^{-4}) \frac{\text{m}^3}{\text{s}^2}$$

$$S = 0.041\% \frac{\text{m}^3}{\text{s}^2} \quad \text{Tomarlo adimensional (S).}$$

Largo de canal:

$$L := 3.5 \cdot (b) = 3.5 \text{ m}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 26: Parámetros del desarenador y velocidad de sedimentación.

**DISEÑO DE DESARENADOR:**

**Parámetros de diseño:**

$Q_{maxh} := Q_{max} = 0.081 \frac{m^3}{s}$  Caudal de diseño.

$S := 2.65$  Densidad relativa de la arena (S).

$d := 0.0002 \text{ m}$  Diámetro de la partícula.

$\nu := \frac{0.001003 \frac{kg}{m \cdot s}}{1000 \frac{kg}{m^3}} = 0.000001003 \frac{m^2}{s}$  Viscosidad cinemática.

$B' := b = 1 \text{ m}$  Ancho de canal.

**A. Determinación de la velocidad de sedimentación: (Vs):**

Flujo Laminar:  $Re < 1$

$V_{slaminar} := \frac{(S-1) \cdot g \cdot d^2}{18 \cdot \nu} = 0.036 \frac{m}{s}$        $Re := \frac{V_{slaminar} \cdot d}{\nu} = 7.149$

if  $Re < 1$       | = "No laminar"  
 || "Laminar"  
 else  
 || "No laminar"

Flujo Turbulento:  $Re > 2000$

$V_{sturbulento} := \sqrt{2.66 \cdot g \cdot d \cdot (S-1)} = 0.093 \frac{m}{s}$        $Re := \frac{V_{sturbulento} \cdot d}{\nu} = 18.501$

if  $Re > 2000$       | = "No turbulento"  
 || "Turbulento"  
 else  
 || "No turbulento"

Fuente: Elaboración propia.

Figura 27: Longitud del desarenador.

Flujo Transición:  $1 < Re < 2000$

$$C_d := \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

$$V_s := \sqrt{\frac{4 \cdot g \cdot d \cdot (S-1)}{3 \cdot C_d}} = 0.043 \frac{m}{s}$$

|          |                                   |         |                       |      |          |  |
|----------|-----------------------------------|---------|-----------------------|------|----------|--|
| Entradas |                                   |         |                       |      |          | Iteración de $C_d$<br>para obtener $V_s$ . |
|          | 1                                 | 1       | 199.40                | 0.67 | 0.08008  |  |
|          | 2                                 | 0.08008 | 15.97                 | 2.59 | 0.04079  |  |
|          | 3                                 | 0.04079 | 8.13                  | 4.34 | 0.03152  |  |
|          | 4                                 | 0.03152 | 6.29                  | 5.35 | 0.02839  |  |
|          | 5                                 | 0.02839 | 5.66                  | 5.84 | 0.02718  |  |
|          | 6                                 | 0.02718 | 5.42                  | 6.06 | 0.026691 |  |
| Salidas  | $V_{transición} := excel_{"E18"}$ |         | $Re := excel_{"C18"}$ |      |          |  |
|          | $Re = 5.253$                      |         |                       |      |          |  |

if  $1 < Re < 2000$  | = "Transición"  
 || "Transición"  
 else  
 || "No transición"

$$V_{transición} = 0.026$$

$$V_s := V_{transición} \cdot 1 \frac{m}{s} = 0.026 \frac{m}{s}$$

**B. Determinación de la longitud del desarenador:**

$$V_h = \frac{Q_{maxh}}{A_{trans}} \quad Vh = Vd \quad a := 44 \quad \text{Parámetro de ajuste.}$$

$$d := 0.2 \text{ mm.}$$

$$1 \text{ mm} > 0.2 \text{ mm} > 0.1 \text{ mm}$$

$$V_d := a \cdot \sqrt{d} \cdot 1 \frac{cm}{s} = 19.677 \frac{cm}{s} \quad \text{Velocidad de desplazamiento de la partícula.}$$

$$A_{trans} := \frac{Q_{maxh}}{V_d} = 0.412 \text{ m}^2 \quad \text{Área transversal del flujo.}$$

Asumir  $15h < L < 25h$

$$L := \frac{V_d}{V_s - 0.04 \cdot V_d} = 10.652 \quad \text{Este valor es H veces L. Se toma 15h.}$$

$$h_{asumido} := h = 0.4 \text{ m} \quad \text{Se toma el mismo tirante que el canal.}$$

$$L := 15 \cdot h_{asumido} = 6.038 \text{ m}$$

$$L := L \cdot 1.5 = 9.056 \text{ m} \quad \text{Se aumenta en un 50\%.}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 28: Ancho desarenador y tiempos de retención.

**C. Determinación de B:**

$$B := \frac{A_{trans}}{h_{asumido}} = 1.02 \text{ m} \quad \text{Ancho del desarenador.}$$

$$I := \frac{B - B'}{2 \tan(12.5 \text{ deg})} = 5.12 \text{ cm} \quad \text{Largo de la zona de transición al desarenador.}$$

**D. Tiempo de retención:**

$$T_d := \frac{L}{V_d} = 46.024 \text{ s} \quad \text{Tiempo de desplazamiento.} \quad V_d = 0.197 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$T_s := \frac{h_{asumido}}{V_s} = 15.279 \text{ s} \quad \text{Tiempo de retención.} \quad V_s = 0.026 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

```
if  $T_d > T_s$  | = "OK"  
|| "OK"  
else  
|| "NO OK"
```

Fuente: Elaboración propia.



**DEM** Digital Elevation Model o Modelo de Elevación digital utilizado para recabar información de alturas de superficies.. 31, 33, 34, 50

**Hcanales V3.0** Herramienta que permite calcular y determinar las características hidráulicas y geométricas de canales.. 37, 38, 42, 43, 49, 52, 56

**IGN** Instituto Geográfico Nacional que se encarga de la elaboración de información geográfica y cartográfica confiable para usos investigativos, de planificación y monitoreo del desarrollo del país.. 31, 34, 48, 50

**Qgis** Sistema de Información Geográfica de software para plataformas GNU/Linux, Unix, Mac OS, Microsoft Windows y Android.. 32, 33, 48, 58

**Ráster** Imagen de mapa de bits que consiste en una estructura representada por una rejilla rectangular de pixeles denominada matriz.. 34