



FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**“PROPUESTA DE UN DISEÑO HIDRÁULICO
PARA LA EVACUACIÓN PLUVIAL DEL JIRÓN
PUTUMAYO CUADRAS 15 a 18 - IQUITOS 2019”**

AUTORES:

- **CONDEZO CONTRERAS, Erasmo Alcides**
- **RESHEA GUERRA, Julio Cesar**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL.

Asesor: **Ing. ERLIN GUILLERMO CABANILLAS OLIVA, Dr.**

San Juan Bautista - Maynas - Iquitos

2019


Erlin Guillermo Cabanillas Oliva
INGENIERO CIVIL - Reg. CIP 44807

DEDICATORIA

El presente trabajo de investigación va dedicado a los padres de los señores Erasmo Alcides y Julio Cesar, que incondicionalmente los apoyaron y confiaron en ellos, y asimismo reconociendo su apoyo moral y económico para nuestra educación, muchas gracias por su formación como hijo y persona.

AGRADECIMIENTO

Primeramente, a nuestro señor Jesucristo, por darnos la vida, guiarnos e iluminar nuestro camino y preparar grandes cosas para nosotros.

A los ingenieros y docentes de la Universidad Científica del Perú - UCP. Por la formación brindada.

A nuestro asesor y Jurados de la presente tesis, que nos estuvieron guiando con su experiencia profesional y como buenos líderes y amigos.

A nuestros compañeros por que con ellos pasamos experiencias como estudiante y que la vida universitaria sea motivadora.

**CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN
DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP**

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

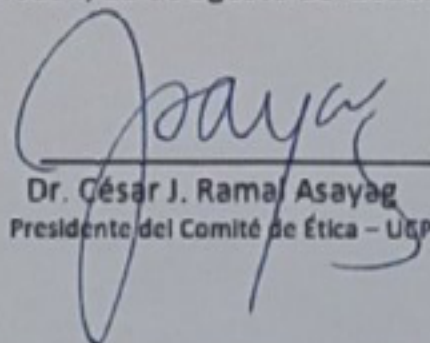
La Tesis titulada:

**"PROPUESTA DE UN DISEÑO HIDRÁULICO PARA LA EVALUACIÓN PLUVIAL
DEL JIRÓN PUTUMAYO CUADRAS 15 A 18 – IQUITOS 2019"**

De los alumnos: **ERASMO ALCIDES CONDEZO CONTRERAS Y JULIO CESAR RESHEA GUERRA**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería, pasó satisfactoriamente la revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de **14% de plagio**.

Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que estime conveniente.

San Juan, 12 de agosto del 2020.



Dr. César J. Ramal Asayag
Presidente del Comité de Ética - UCP

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal N° 245-2019-UCP-FCEI de fecha 09 de mayo de 2019 y modificada con Resolución Decanal N°354-2019-UCP-FCEI de fecha 05 de junio de 2019, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador de la sustentación de tesis a los señores:

- | | |
|--|------------|
| • Ing. Marco Antonio Rodríguez Luna, Mg. | Presidente |
| • Ing. Keuson Saldaña Ferreyra, Mg. | Miembro |
| • Ing. Gonzalo Chalvín Marina Peña | Miembro |

Como Asesor: **Ing. Erlin Guillermo Cabanillas Oliva, Dr.**

En la ciudad de Iquitos, siendo las 09.00 horas del día 03 de febrero del 2021, a través de la plataforma ZOOM supervisado en línea por la Secretaria Académica del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Universidad Científica del Perú, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa de la Tesis: **“PROPUESTA DE UN DISEÑO HIDRÁULICO PARA LA EVACUACIÓN PLUVIAL DEL JIRÓN PUTUMAYO CUADRAS 15 A 18 – IQUITOS 2019”**.
Presentado por los sustentantes:

ERASMO ALCIDES CONDEZO CONTRERAS Y JULIO CESAR RESHEA GUERRA

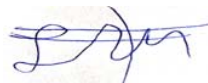
Como requisito para optar el título profesional de: **INGENIERO CIVIL**

Luego de escuchar la sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: **ABSUELTAS**

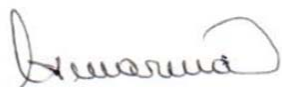
El Jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

La sustentación es: **APROBADA POR UNANIMIDAD**

En fe de lo cual los miembros del Jurado firman el acta.



Presidente



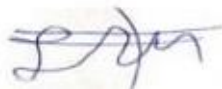
Miembro



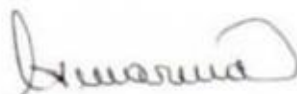
Miembro

APROBACIÓN

Tesis sustentada en acto virtual en la ciudad de Iquitos, siendo las 09:00 horas del día 03 de febrero del 2021



.....
Ing. Marco Antonio Rodríguez Luna, Mg.
Presidente del jurado



.....
Ing. Keuson Saldaña Ferreyra, Mg.
Miembro del jurado



.....
Ing. Gonzalo Chalvín Marina Peña
Miembro del jurado



Erlin Guillermo Cabanillas Oliva
INGENIERO CIVIL - Reg. CIP 44807

ASESOR

ÍNDICE

1	DATOS GENERALES.....	6
1.1	TÍTULO.....	6
1.2	ÁREA Y LÍNEA DE INVESTIGACIÓN.....	6
1.2.1	ÁREA.....	6
1.2.2	LÍNEA.....	6
1.3	AUTORES.....	6
1.4	COLABORADORES.....	6
1.4.1	INSTITUCIONES.....	6
1.4.2	PERSONAS.....	6
1.5	DURACIÓN ESTIMADA DE EJECUCIÓN.....	6
1.6	FUENTES DE FINANCIAMIENTO.....	6
1.6.1	RECURSOS PROPIOS.....	6
1.6.2	RECURSOS EXTERNOS EN GESTIÓN.....	6
1.7	PRESUPUESTO ESTIMADO.....	6
2	PLAN DE INVESTIGACIÓN.....	7
2.1	TÍTULO.....	7
2.2	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
2.2.1	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	7
2.2.2	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	9
2.3	OBJETIVOS.....	9
2.3.1	OBJETIVO GENERAL.....	9
2.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	9
2.4	JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	10
2.5	MARCO TEÓRICO REFERENCIAL.....	11
2.5.1	ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.....	11
2.5.2	BASES TEÓRICAS.....	42
2.5.2.1	ASPECTOS HIDROLÓGICOS.....	42
2.5.2.2	CALCULO DE CAUDALES DE ESCURRIMIENTO.....	43
2.5.2.2.1	MÉTODO RACIONAL.....	43

2.5.2.2.1.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....	44
2.5.2.2.1.2 INTENSIDAD DE LA LLUVIA.....	44
2.5.2.2.1.3 ÁREA DE DRENAJE.....	47
2.5.2.2.1.4 PERIODO DE RETORNO.....	47
2.5.2.2.1.5 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA.....	48
2.5.2.2.2 METODOS QUE USAN TÉCNICAS DE HIDROGRAMAS UNITARIOS.....	49
2.5.2.2.2.1 HIETOGRAMA DE DISEÑO.....	49
2.5.2.2.2.2 PRECIPITACIÓN EFECTIVA.....	50
2.5.2.2.2.3 DESCARGA DE DISEÑO.....	50
2.5.2.3 CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO MENOR, CAPTACION DE AGUAS DE PLUVIALES EN ZONAS URBANAS.....	57
2.5.2.3.1 CONSIDERACIONES DEL CAUDAL DE DISEÑO	
2.5.2.3.2 CAPTACION DE AGUAS PLUVIALES EN EDIFICACIONES	
2.5.2.3.3 CAPTACION EN ZONA VEHICULAR – PISTA	
2.5.2.3.3.1 Orientación del Flujo	
2.5.2.4 CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO MAYOR	
2.5.2.4.1 CONSIDERACIONES BASICAS DE DISEÑO	
2.5.2.4.2 TIPOS DE SISTEMAS DE EVACUACION	
2.5.2.4.2.1 Condiciones para evacuar por gravedad.	
2.5.2.4.2.2 Condiciones de evacuación por bombeo	
2.5.2.5 CLASIFICACIÓN DE MODELOS DE DRENAJE URBANO	
2.5.2.5.1 OBJETIVOS	
2.5.2.5.2 MODELOS DE INVESTIGACIÓN	
2.5.2.5.3 MODELOS DE ESTUDIO	
2.5.2.5.4 MODELOS DE DISEÑO	
2.5.2.5.5 MODELOS DE OPERACIÓN	
2.5.2.6 MODELADO MATEMÁTICO EN HIDRÁULICA	
2.5.2.6.1 MODELADO UNIDIMENSIONAL:	

- 2.5.2.6.2 SOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT-VENANT
 - 2.5.2.6.2.1 MÉTODOS DE SOLUCIÓN
 - 2.5.2.6.2.2 MÉTODO EXPLÍCITO
 - 2.5.2.6.2.3 MÉTODO IMPLÍCITO
 - 2.5.2.6.3 PASOS PARA LA CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE UN MODELO MATEMÁTICO
 - 2.5.2.6.4 PARÁMETROS DE UN MODELO MATEMÁTICO
 - 2.5.2.6.5 CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS
 - 2.5.2.6.5.1 INTRODUCCIÓN
 - 2.5.2.6.5.2 DIMENSIONALIDAD
 - 2.5.2.6.5.3 MÉTODO DE CÁLCULO
 - 2.5.2.6.5.4 REGÍMENES DE FLUJO
 - 2.5.2.6.5.5 VARIACIÓN EN EL TIEMPO
 - 2.5.2.6.5.6 CONTORNO DEL CAUCE
 - 2.5.2.7 MODELOS DE OPTIMIZACIÓN PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO
 - 2.5.2.7.1 AUTODESK STORM AND SANITARY ANALISYS (SSA)
 - 2.5.2.7.2 ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE FLUJO
 - 2.5.2.7.3 SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE FLUJO POR EL MÉTODO DE EULER MODIFICADO
- 2.6 HIPÓTESIS
- 2.7 VARIABLES, INDICADORES E ÍNDICES
- 2.8 MATERIALES Y MÉTODOS
 - 2.8.1 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN
 - 2.8.2 POBLACIÓN Y MUESTRA
 - 2.8.2.1 Población
 - 2.8.2.2 Muestra
 - 2.8.3 TÉCNICA, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS
 - 2.8.3.1 Técnicas
 - 2.8.4 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN
- 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

- 3.1 Análisis del Ámbito del Proyecto**
 - 3.1.1 Diagnóstico del Estado del sistema de drenaje pluvial**
 - 3.1.2 Factores que Condicionan el Funcionamiento del Drenaje Pluvial**
 - 3.1.3 Problemática del Estado Situacional de Iquitos**
 - 3.1.4 Condiciones para el Funcionamiento Óptimo del Drenaje Pluvial**
 - 3.1.5 Estudio Hidrológico**
- 3.2 Estudios Básicos de Ingeniería**
 - 3.2.1 Generalidades**
 - 3.2.1.1 Ubicación Geográfica**
 - 3.2.1.2 Reconocimiento de Campo**
 - 3.2.2 Delimitación y Descripción del Área de Estudio**
 - 3.2.3 Estudios Hidrológicos**
 - 3.2.3.1 Objetivo del Estudio**
 - 3.2.3.2 Recopilación de Información**
 - 3.2.3.3 Trabajos de Campo**
 - 3.2.3.3.1 Reconocimiento del Área de Estudio**
 - 3.2.3.4 Trabajos de Gabinete**
 - 3.2.3.5 Periodo de Retorno**
 - 3.2.3.6 Precipitación Máxima de Diseño**
 - 3.2.3.7 Intensidad Maxima**
 - 3.2.3.8 Cuenca del Proyecto**
 - 3.2.3.8.1 Características Físicas**
 - 3.2.3.8.2 Área de Drenaje**
- 4. DISEÑO Y MODELAMIENTO**
- 3.3 Configuración del Modelo en SSA**
 - 3.3.1 Delimitación de Áreas Tributarias**
 - 3.3.2 Valores por Defecto**
 - 3.3.3 Dibujo de los Objetos**
 - 3.3.4 Infiltración**
 - 3.3.5 Modelo de Simulación**
 - 3.3.6 Coeficiente n de Manning**
 - 3.3.7 Altura de Almacenamiento en Depresión**
- 3.4 Datos Utilizados para el Modelamiento**

3.4.1 Datos para el modelamiento del sector en estudio

3.4.1.1 Subcuencas

3.4.1.2 Nudos

3.4.1.3 Vertidos

3.4.1.4 Conductos

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Resultados obtenidos del sector Putumayo Cuadras 15 a 18

4.2 Perfiles de Lámina de Agua

4.3 Análisis de resultados de la cuenca en estudio

4.4 Discusión

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

5.2 Recomendaciones

7. Bibliografía

8. Matriz de consistencia

9. Anexos

RESUMEN

En este trabajo se analiza el problema de las inundaciones pluviales en la Calle Putumayo, entre las calles Manco Capac hasta Las Amazonas, al norte de la ciudad de Iquitos, considerándose los parámetros hidrológicos, topográficos y geológicos que intervienen en el fenómeno; para que los mismos puedan ser utilizados para el diseño hidráulico y la simulación de una red de alcantarillado pluvial para la zona Norte de dicha Ciudad, que se prevé su desagüe en el punto de disposición final # 2. Se emplea con esta finalidad el programa de cálculo y diseño óptimo de redes hidráulicas urbanas; y para la simulación del comportamiento hidrológico e hidráulico del sistema de drenaje se emplea el software profesional Sanitary and Sewer Analysis del Autocad Civil 3D y el SWMM 5.0. El empleo de estos programas computacionales posibilita arribar a resultados, conclusiones y recomendaciones importantes que permitan colaborar con los proyectos e investigaciones que se desarrollarán posteriormente en esta importante ciudad.

PALABRAS CLAVES:

Cuenca hidrográfica : La **cuenca hidrográfica** como unidad de gestión del recurso se considera indivisible. Las **cuenca hidrográficas** lo forman subcuencas que son las superficies del terreno correspondientes a un curso de agua que vierten a un determinado punto de otro curso de agua, como en un lago o en una confluencia de ríos.

Análisis de Tormentas : está relacionado con los cálculos , al diseño de obras de ingeniería hidráulica; • Estudio de drenaje • Determinación de caudales máximos, o que deben encausarse, para impedir las inundaciones. • Determinación de la luz de un puente. • Conservación de suelos. • Cálculo del diámetro de las alcantarillas.

Pendiente Hidráulica : La **pendiente S** del fondo del **canal** se expresa en forma de metros de altura por metro de longitud del **canal**, por ejemplo, $S = 0,01$, es decir, el 1 por ciento. Cuanto mayor es el valor de S, mayor es el caudal .

Las **ondas cinemáticas** son modelos simplificados del flujo no permanente en canales abiertos."

Las **Ondas dinámicas** resuelven las ecuaciones completas¹, de St. Venant. Esto indicaría que las ondas dinámicas son mejores que las cinemáticas; sin embargo, la experiencia señala lo contrario. En su clásico artículo sobre la teoría de las

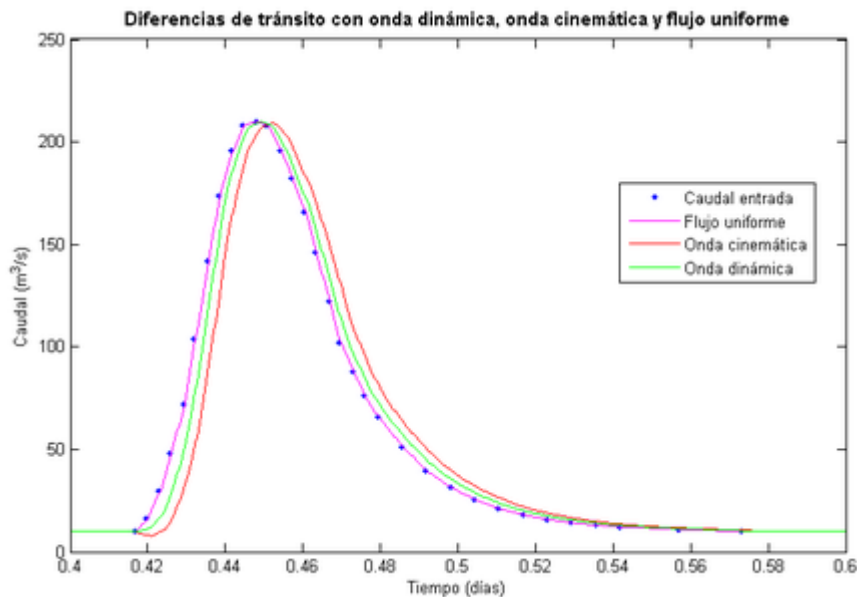
¹ Woolhiser, D. A. 1996. Search for physically based runoff model - A hydrologic El Dorado? *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 122, No. 3, March, 122-129.

ondas cinemáticas, Lighthill and Whitham concluyeron lo siguiente: "Bajo las condiciones apropiadas para el flujo de avenida... las ondas dinámicas se atenúan muy rápidamente, y son las ondas cinemáticas, viajando a una velocidad menor, las que asumen el rol preponderante."

Ecuaciones de Saint-Venant en 1D : son un conjunto de [ecuaciones diferenciales](#), que modelan los cambios de [caudal](#) y nivel de un líquido a lo largo del espacio unidimensional y el tiempo de manera no permanente como en un [canal](#) o tubería a superficie libre o abierto.¹ Este conjunto de ecuaciones reciben su nombre en honor al matemático e ingeniero francés del [siglo XIX Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant](#).

Comparación de los hidrogramas obtenidos al aplicar solucionar las ecuaciones para onda cinemática, onda dinámica y flujo uniforme en un canal rectangular de $n = 0.030$, $L = 1000$ m y $s_0 = 0.001$ m/m

En principio la aproximación de la onda dinámica sería el mejor modelo ya que utiliza todos los términos de la ecuación diferencial de momentum. Sin embargo, en la práctica esto no siempre es cierto pues se ha encontrado que en algunas situaciones las ondas dinámicas se disipan rápidamente dejando como predominantes las ondas cinemáticas, que viajan a menor velocidad. Otros autores han encontrado que para ondas de inundación el comportamiento de la atenuación de la onda en condiciones reales es más semejante al caso de la onda cinemática que al de la onda dinámica ya que la atenuación es nula o muy baja, como se espera de la solución de la aproximación de la onda cinemática y no de la onda dinámica².



En estudios experimentales y numéricos realizados en el laboratorio de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign y publicados en 2015 se encontró que en cuencas sometidas a tormentas móviles de longitud menor a la cuenca

² Ponce, Víctor Miguel. [«La competencia entre ondas dinámicas y cinemáticas»](#). Consultado el 3 de abril de 2021

la aproximación de la onda cinemática tiene a sobrestimar los caudales de salida de la cuenca, cuando la tormenta tiene un movimiento en dirección hacia aguas abajo como consecuencia de la imposibilidad de este modelo de manejar los efectos de remanso producidos en la condición de frontera. Sin embargo, en el caso de tormentas con un movimiento ascendente el modelo de la onda cinemática simula las condiciones de manera adecuada.⁷ Por otro lado el modelo de la onda dinámica si es capaz de simular los efectos de remanso observados experimentalmente fundamentalmente al retener el término de presión para la condición de la tormenta descendente y presenta resultados similares a los de la onda cinemática para la situación de la tormenta ascendente³.

Análisis de tormentas: Una o más lluvias ocurridas en un determinado período de tiempo. Una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días , puede abarcar extensiones de terrenos muy variables.

El análisis de tormentas, esta relacionado con los cálculos , al diseño de obras de ingeniería hidráulica; • Estudio de drenaje • Determinación de caudales máximos, o que deben encausarse, para impedir las inundaciones. • Determinación de la luz de un puente. • Conservación de suelos. • Calculo del diámetro de las alcantarillas.

Se define tormenta el conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. Una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días y puede abarcar desde una zona pequeña hasta una extensa región. De las tormentas interesa conocer las curvas intensidad - duración -frecuencia. Intensidad.- Se mide en mm/h. y su valor varía durante la tormenta. Duración.- Se mide en minutos o en horas. Es el tiempo transcurrido entre el comienzo y el fin de la tormenta. Período de duración.- Es un concepto importante. Es un período de tiempo dentro de la duración de la tormenta. Se escogen períodos de duración tipos. Por ejemplo: 10 m., 30 m., 60 m., 120 m., 240 m. Lo que se busca, como veremos, son las intensidades máximas para estos períodos de duración. Frecuencia.- Aclaremos este concepto mediante un ejemplo. Una tormenta de frecuencia 1/15 significa que es probable que se presente, co mo término medio, una vez cada 15 años. Los 15 años vienen a constituir el tiempo de retorno o período de retorno de dicha tormenta. El análisis de tormentas tiene por objeto obtener aseveraciones como la de este otro ejemplo, más completo. "En el lugar tal, es probable que se presente una tormenta de intensidad máxima 48 mm/h., para un período de duración de 20 minutos, cada 15 años en promedio".

³ Liang, Jin (11 de mayo de 2015). [«Experimental evaluation of the effect of storm movement on peak discharge»](#). *International Journal of Sediment Research* (en inglés): 167-177. Consultado el 3 de abril de 2021.

ABSTRACT

This work analyzes the problem of rain floods in Putumayo Street, between Manco Capac streets to Las Amazonas, north of the city of Iquitos, considering the hydrological, topographic and geological parameters that intervene in the phenomenon; so that they can be used for the hydraulic design and simulation of a storm sewer network for the north of said City, which is expected to drain at the final disposal point # 2. The program of calculation and optimal design of urban hydraulic networks; and for the simulation of the hydrological and hydraulic behavior of the drainage system, the professional software Sanitary and sewage analysis of Autocad Civil 3D and SWMM 5.0 are used. The use of these computer programs makes it possible to arrive at important results, conclusions and recommendations that will collaborate with the projects and research that will be developed later in this important city

Keywords:

The hydrographic basin: The hydrographic basin as a resource management unit is considered indivisible. The hydrographic basins are formed by sub-basins that are the land surfaces corresponding to a watercourse that discharge to a certain point of another watercourse, such as a lake or a confluence of rivers.

Watershed: The watershed as a resource management unit is considered indivisible. The hydrographic basins are formed by sub-basins that are the land surfaces corresponding to a watercourse that discharge to a certain point of another watercourse, such as a lake or a confluence of rivers

Storm Analysis: it is related to calculations, to the design of hydraulic engineering works; • Drainage study • Determination of maximum flows, or to be channeled, to prevent flooding. • Determination of the span of a bridge. • Soil conservation. • Calculation of the diameter of the culverts

Hydraulic Slope: The slope S of the bottom of the channel is expressed in the form of meters of height per meter of channel length, for example, $S = 0.01$, that is, 1 percent. The higher the value of S , the higher the flow rate.

Kinematic waves are simplified models of non-permanent flow in open channels

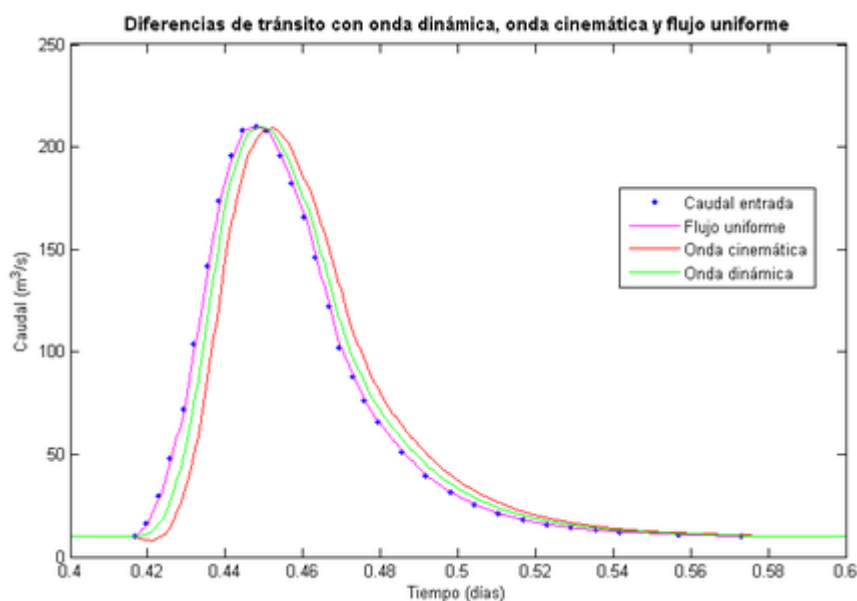
Dynamic waves solve the complete equations, of St. Venant. This would indicate that dynamic waves are better than kinematics; however, experience indicates otherwise. In their classic article on the theory of kinematic waves, Lighthill and Whitham concluded the following: "Under the appropriate conditions for avenue Flow

In their classic paper on the theory of kinematic waves, Lighthill and Whitham concluded the following: "Under the proper conditions for flood flow ... dynamic waves attenuate very rapidly, and are kinematic waves, traveling at a velocity minor, those who assume the preponderant role

Saint-Venant equations in 1D: they are a set of differential equations, which model the flow and level changes of a liquid throughout one-dimensional space and time in a non-permanent way as in a channel or pipe to a free or open surface .1 This set of equations is named after the 19th century French mathematician and engineer Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant

Comparison of the hydrographs obtained by applying solving the equations for kinematic wave, dynamic wave and uniform flow in a rectangular channel of $n = 0.030$, $L = 1000$ m and $s_0 = 0.001$ m / m

In principle, the dynamic wave approximation would be the best model since it uses all the terms of the momentum differential equation. However, in practice this is not always true since it has been found that in some situations dynamic waves dissipate rapidly, leaving kinematic waves as predominant, which travel at slower speeds. Other authors have found that for flood waves the behavior of the attenuation of the wave in real conditions is more similar to the case of the kinematic wave than that of the dynamic wave since the attenuation is zero or very low, as expected from the solution of the approximation of the kinematic wave and not of the dynamic wave



In experimental and numerical studies carried out in the laboratory of the University of Illinois at Urbana-Champaign and published in 2015, it was found that in basins subjected to mobile storms of shorter length than the basin, the approximation of the kinematic wave tends to overestimate the outflows. of the basin, when the storm has a movement in a downstream direction as a consequence of the impossibility of this model to handle the backwater effects produced in the boundary condition. However, in the case of storms with an upward movement, the kinematic wave model simulates the conditions

adequately.⁷ On the other hand, the dynamic wave model is capable of simulating the backwater effects observed experimentally, fundamentally by retaining the pressure term for the descending storm condition and presents results similar to those of the kinematic wave for the ascending storm condition

Storm analysis: One or more rains that occurred in a certain period of time. A storm can last from a few minutes to several hours and even days, it can cover widely varying areas of terrain.

The analysis of storms, is related to the calculations, to the design of hydraulic engineering works; • Drainage study • Determination of maximum flows, or to be channeled, to prevent flooding. • Determination of the span of a bridge. • Soil conservation. • Calculation of the diameter of the culverts

A **storm** is defined as the set of rains that obey the same meteorological disturbance and with well-defined characteristics. A storm can last from a few minutes to several hours and even days and can range from a small area to a large region. Of the storms, it is interesting to know the intensity-duration-frequency curves. Intensity.- It is measured in mm / h. and its value varies during the storm. Duration.- It is measured in minutes or hours. It is the time elapsed between the beginning and the end of the storm. Duration period.- It is an important concept. It is a period of time within the duration of the storm. Typical duration periods are chosen. For example: 10 m., 30 m., 60 m., 120 m., 240 m. What is sought, as we shall see, are the maximum intensities for these periods of duration. Frequency.- We will clarify this concept through an example. A 1/15 thunderstorm means that it is likely to occur, on average, once every 15 years. The 15 years come to constitute the return time or return period of said storm. The objective of storm analysis is to obtain statements such as this other, more complete example. "In such a place, a storm of maximum intensity 48 mm / h is likely to occur, for a period of duration of 20 minutes, every 15 years on average

1. DATOS GENERALES

1.1 TÍTULO

**PROPUESTA DE UN DISEÑO HIDRÁULICO PARA LA EVACUACIÓN
PLUVIAL DEL JIRÓN PUTUMAYO CUADRAS 15 a 18 - IQUITOS 2019**

1.2 ÁREA Y LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

i. ÁREA

Hidráulica

ii. LÍNEA

Protección de Taludes y Canales

1.3 AUTORES

CONDEZO CONTRERAS, Erasmo Alcides

RESHEA GUERRA, Julio Cesar

1.4 COLABORADORES

asesor

iii. INSTITUCIONES

Universidad Científica del Perú.

iv. PERSONAS

Docentes de la facultad de Ciencias e Ingeniería.

1.5 DURACIÓN ESTIMADA DE EJECUCIÓN

Ocho (08) meses.

1.6 FUENTES DE FINANCIAMIENTO

v. RECURSOS PROPIOS

Aporte individual

vi. RECURSOS EXTERNOS EN GESTIÓN

Ninguno

1.7 PRESUPUESTO ESTIMADO

El presupuesto aproximado es de ocho mil y 00/100 soles (S/ 8 000.00)

2. PLAN DE INVESTIGACIÓN

2.1 TÍTULO

“PROPUESTA DE UN DISEÑO HIDRÁULICO PARA LA EVACUACIÓN PLUVIAL DEL JIRÓN PUTUMAYO CUADRAS 15 a 18, IQUITOS 2019.”

2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

vii. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El Perú se ubica en la parte central y occidental de América del sur, con un territorio de superficie continental de 1,285,215.60km², lo que representa el 0.87% del planeta; Loreto está ubicada al nororiental de Perú comprendida como la zona del “llano amazónico” cuya altitud esta entre los 220 y 60msnm, su capital y ciudad más poblada es Iquitos que se encuentra ubicada en la selva norte, al oriente del país, con el 28.7% del territorio nacional ocupando 368,852km² de superficie.

Se sabe que entre los meses de diciembre y abril ocurren lluvias regulares, estas provocan inundaciones en las cuencas de los principales ríos del país; Loreto desde el 16 de noviembre del año 2011 fue la más afectada por las precipitaciones pluviales ocasionando el incremento y el desborde de los ríos Huallaga, Ucayali, Marañón, Amazonas y afluentes, afectando viviendas, instituciones educativas, centros de salud y cultivos agrícolas, en las provincias de Alto Amazonas, Ucayali, Daten del Marañón, Loreto, Requena, Maynas y Mariscal Ramón Castilla.

El 26 de noviembre del año 2011, la DIRESA Loreto da una alerta ante el incremento Infecciones Respiratorias Agudas (IRAS), Dengues,

Malarias, Enfermedades Diarreicas Agudas (EDAS) y entre otros problemas de salud, debido a las intensas lluvias que fue pronosticado por SENAMHI.

En la ciudad de Iquitos en el mes de marzo del 2012 se produjo el crecimiento de los ríos por encima del nivel esperado donde el río Amazonas superó la cota 117.00 m.s.n.m. por lo que fue declarado en

Alerta Roja Hidrológica por el SENAMHI4. En los últimos años estos fenómenos se están presentando frecuentemente, lo cual origina mucho malestar en los pobladores que viven aledaños a las avenidas o calles que no tienen un buen drenaje de las aguas pluviales, debido a las graves consecuencias que podrían traer el encauce de estas aguas.

En la región Loreto, provincia de Maynas, distrito de Iquitos, se ubica el jirón Putumayo, muy particularmente las cuadras 15 a la 18, nace la problemática ante la creciente situación y mal estado en el que se encuentran dichas calles ya que estas cuadras se inundan con mucha frecuencia cuando hay lluvias torrenciales, llegando el agua muchas veces hasta la altura de un metro, incluso el agua ingresa a la mayoría de casas por lo que las aguas salen por los inodoros sanitarios e inundando dichas casas que están ubicadas dentro de las cuadras mencionadas y como consecuencia generan la contaminación ambiental, el mal olor, criadero de sancudos y la formación de enfermedades infecciosas, ya que también estas avenidas o calles generan conflictos de movilidad y mayor tiempo de recorrido para el transporte público y privado.

Por tal motivo que se propone un diseño hidráulico para la evacuación pluvial y de esta manera permita solucionar la problemática y así los vecinos del sector tengan una mejor calidad de vida en el futuro.

viii. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

2.2.2.1 Problema general

¿Cómo utilizando modelos hidráulicos se pueden planificar el territorio urbano y diseñar los sistemas de drenaje pluvial en las cuadras 15 al 18 del Jirón Putumayo?

2.2.2.2 Problemas específicos

- o ¿Cuáles son los parámetros hidrológicos y de diseño hidráulico que afectan al sistema de drenaje pluvial en la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18?
- O ¿Es posible determinar el aporte, en el diseño del sistema de drenaje pluvial, con el programa de simulación Autodesk Storm Sanitary Analysis (SSA) en condiciones reales?
- O ¿Determinar cómo utilizando un modelo hidráulico unidimensional como el SSA se puede determinar el caudal de diseño de los sistemas de drenaje pluvial?

2.3 OBJETIVOS

i. OBJETIVO GENERAL

Evaluar el sistema de drenaje actual y plantear un nuevo diseño hidráulico de la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18 en la ciudad de Iquitos aplicando el programa de modelamiento SSA.

ii. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- o Determinar los parámetros hidrológicos e hidráulicos para el diseño del sistema de drenaje pluvial de la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18 de la ciudad de Iquitos

- o Determinar el caudal de aporte en el diseño del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Iquitos con la aplicación del programa SSA
- o Comparar el comportamiento hidráulico con los datos existentes y los resultados del diseño que se planteará en la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18.

2.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El presente proyecto de investigación nos brindara una mejor información acerca del estado actual del sistema de drenaje pluvial como también a determinar las causas que determinan la eficiencia de estos, y a su vez servirá a las entidades públicas como es la Municipalidad Provincial de Maynas a tomar las medidas necesarias utilizadas en un moderno sistema de drenaje pluvial, dar soluciones integrales y técnicas, proponer una inversión a largo plazo con el objetivo de dar soluciones viables y sostenibles a esta problemática ya que el drenaje pluvial urbano es de gran importancia para el desarrollo de la población que habitan un lugar determinado de la ciudad.

Es fundamental que las instituciones encargadas del sistema de drenaje pluvial en zonas urbanas conozcan el grado de funcionalidad de sus sistemas y detecten los lugares en los que se presenta mayor riesgo de colapso, generándose una inundación que esto a la vez perjudique a la población comprometida.

La necesidad que tienen los pobladores que habitan aledaños a estas calles de luchar contra las inundaciones provocadas por las constantes precipitaciones y asimismo buscan solucionar sus problemas cada quien, a su forma y manera, por ello es necesario de una adecuada planificación en los proyectos viales para que puedan garantizar y facilitar el mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes.

Es importante resaltar que esta investigación es pertinente porque está acorde con el área y líneas de investigación de la Universidad, facultad de ingeniería civil.

Al concluir la investigación se tendrá la posibilidad de mejorar el uso del drenaje pluvial en el que presenta el jirón Putumayo las cuadras 15 a la 18, favoreciendo a los pobladores aledaños del jirón Putumayo las cuadras 15 a la 18, y como también al transporte público y privado, además, los resultados de la investigación darán beneficio a la población, porque las conclusiones y/o recomendaciones servirán a las autoridades competentes encargadas del transporte urbano, de la Entidad edil, para tomar medidas correctivas al respecto.

Con el presente proyecto se espera que el estudiante pueda obtener el grado de Ingeniero Civil, para así mejorar en la vida profesional y obtener más oportunidades en el campo laboral.

2.5 MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

i. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

En la tesis “DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA” se llegó a las siguientes conclusiones:

- La cuenca El Chilcal al solo contar con alcantarillado sanitario, no le permite poseer la capacidad de evacuación pluvial necesaria durante un evento de precipitación. Demostrado esto mediante el cálculo de flujos de escorrentía a través del método racional mostrados en el anexo B del contenido de la presente tesis.

- El sistema planteado cumple con las exigencias que impone el sector en análisis, es decir lograr evacuar los aproximadamente 3 m³/s de caudal, producidos por aguas de precipitación, captadas por estructuras hidráulicas que han sido dispuestas estratégicamente.
- El diseño empleado permitirá que el agua de lluvia que ingrese a la Urb. El Chilcal, zona más baja de la cuenca del mismo nombre, no produzca inundación, esto se ha comprobado al realizarse el análisis de escorrentía interna después de su captación por medio de rejillas, presentando el sector más crítico una altura del flujo de agua que transita por las calles de 20 cm, elevación que permitirá conservar las condiciones adecuadas de tránsito vehicular y peatonal.
- Los conductos de sección transversal circular utilizados han sido definidos debido a sus características de forma, para asegurar una velocidad de flujo adecuada, de tal manera que se permita un correcto arrastre partículas en suspensión, evitando su sedimentación aún ante caudales menores, es decir para los casos en donde las precipitaciones no sean de la intensidad de fenómenos El Niño.
- Asimismo, las bombas tornillo de Arquímedes que se plantea utilizar, permitirán extraer diversos caudales debido a su operación gradual en función al nivel del agua alcanzado en el pozo de electrodos. Abriendo y cerrando automáticamente los circuitos que controlan los motores de cada bomba.
- Así como se muestra en el análisis de impacto ambiental existe un beneficio para los habitantes de la zona, siendo este estar exentos de todo tipo de enfermedades por transmisión de mosquitos originadas debido a la acumulación de agua de lluvia y por la

descomposición de materia orgánica que se encuentra presente en estas mismas.

- La planificación de la ciudad de Piura es un factor trascendental en el manejo pertinente de su drenaje. Para ello se recomienda controlar el aumento de asentamientos informales mediante un plan de manejo urbano ordenado.
- De parte de las municipalidades se recomienda por medio de un reasentamiento poblacional, reubicar aquellas viviendas que se encuentran en zonas de riesgo de inundación y que las implementaciones de medidas de mitigación resultasen ser más costosas y complejas. De tal manera que se resguarde la integridad de sus ocupantes ante fenómenos naturales que les ponen en peligro.
- La concientización de la población es un principio fundamental para mejorar la gestión de residuos sólidos. Se recomienda implementar estas medidas a través de campañas y charlas a la comunidad, donde se les imparta el sentido de pertenencia de las estructuras hidráulicas de la ciudad. De esta manera se mantendrá operativos los drenes de la ciudad.
- De igual manera el mantenimiento de dichas estructuras se deberá realizar periódicamente para garantizar su funcionalidad y seguridad ante eventos de periodos lluviosos extraordinarios, que es donde deben trabajar a su máxima capacidad. (Hernández Jiménez, Diseño del drenaje pluvial y evaluación de impacto ambiental en Urb. El Chilcal de la ciudad de Piura, 2018)

En la tesis “Diseño del Alcantarillado Sanitario y Pluvial y Tratamiento de Aguas Servidas de la Urbanización San Emilio” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Con la construcción del sistema de alcantarillado pluvial y sanitario, se solucionará las condiciones de insalubridad y contaminación que podrían producirse en un futuro dentro de la urbanización San Emilio.
- Contribuirá a elevar el nivel de vida de sus habitantes, ya que está cooperará con la salud y el medio ambiente.
- Para el tratamiento de las aguas residuales, se decidió la creación de un Tanque Séptico ya que cumple con la eliminación de contaminantes orgánicos e inorgánicos, sin necesidad de ocupar grandes espacios para su funcionamiento.
- Adicionalmente, responde a aspectos económicos y operacionales.
- Al momento de realizar este proyecto, se debe tener mucho cuidado y responsabilidad en cada paso de la obra, para evitar un mayor impacto negativo sobre el medio ambiente.
- Con este ejercicio profesional y su respectiva dirección se logra un equilibrio en la formación del estudiante, ya que nos permite poner en práctica lo aprendido durante los años dentro de la universidad, ayudando a dar soluciones a problemas de nuestro país.
- Para le ejecución del proyecto, se deben seguir las especificaciones técnicas estipuladas en este estudio.

- Dentro de los procesos de construcción, mantenimiento y operación del proyecto, se debería contratar a personal del sector, creando una fuente de empleo y educando a la vez a la población, que directa e indirectamente son beneficiados.
- Es necesario que el distrito metropolitano de Quito se preocupe por la infraestructura vial y caminos de acceso a los sectores cercanos. En beneficio de él desarrollo económico de la zona.
- Realizar campañas de concientización dirigidas a los pobladores de la zona, para que desarrollen intereses por la importancia del agua y su ahorro; así como también, se despierte el interés en la preservación y cuidado del medio ambiente, y de esta manera los pobladores desarrollen sus actividades diarias en un ambiente incluyente y sano. (Méndez Flores, 2011)

En la tesis “Estrategia para el diseño de redes de drenaje pluvial, empleando la modelación matemática, para su aplicación en la ciudad de Luanda” se llegó a las siguientes conclusiones:

- El uso integrado del modelo digital del terreno para el barrio Marçal, construido a partir de datos de diferentes fuentes, conjuntamente con las herramientas de modelación espacial y temporal, permitió simular los escurrimientos en la cuenca urbana del mismo barrio y conducirlos de forma segura por los cauces naturales.
- La aplicación de una estrategia de calibración para las herramientas de simulación hidrológica – hidráulica, por más modesta que ella sea, con los datos correspondientes a la cuenca del barrio Marçal, permitió arribar a resultados más confiables que ante la carencia total de calibración.

- La simulación de los escurrimientos por las calles de la barriada de Marçal, con herramientas de simulación hidrológica – hidráulica, permitió 118 determinar niveles de profundidad y velocidades de circulación, que conducen a establecer criterios de peligro por intensas lluvias.
- La aplicación de herramientas para el diseño de la red de drenaje pluvial del barrio Marçal, permitió obtener un diseño más racional en comparación al propuesto por la Unidad Técnica de Gestión y Saneamiento de Luanda. Cuando se evalúan para el mismo período de retorno ($Tr = 10$ años), se pudo comprobar la posibilidad de una disminución significativa de los diámetros de tuberías para la red de dicho barrio, con el consiguiente ahorro monetario.
- La simulación en periodo extendido para verificar la propuesta de diseño efectuado en SewerUp para $Tr = 10$ años, permitió comprobar que cuando se alcanzan los niveles de máxima descarga en la red de drenaje pluvial ($t = 3$ horas), no se detectan inundaciones hacia las calles desde los registros de la red, identificados por los nodos establecidos en SWMM.
- Se elaboró una estrategia para el diagnóstico, diseño y verificación de redes de drenaje pluvial, basada en el uso de modelos del terreno y aplicando herramientas de modelación matemática, apta para su aplicación en la ciudad de Luanda.
- Se construyó el MDT del barrio Marçal, que cumple con los requisitos de resolución exigidos por su condición de área urbana, y con la aplicación de todos los criterios que aseguran la compatibilidad de los datos provenientes de todas las fuentes, la obtención de un modelo interpolado geoestadísticamente óptimo

(kriging), y con una calidad del modelo final suficiente para su utilización en la simulación de los procesos de escurrimiento.

- La elaboración del modelo digital del terreno para el barrio Marçal a partir de datos de diferentes fuentes, combinados con las herramientas de modelación espaciales, permitió simular los escurrimientos en la cuenca urbana del mismo barrio y conducirlos de forma segura por los cauces naturales.
-
- Se aplicó la estrategia propuesta en la zona seleccionada como caso de estudio, lo que permitió establecer criterios sobre los peligros de inundación ante intensas lluvias, como etapa de diagnóstico de la situación actual del barrio. Para este diagnóstico se adoptó la estrategia de calibración basada en los caudales máximos para las dos vertientes de la cuenca correspondiente al barrio Marçal.
- En el diseño con SewerUp de la red de drenaje pluvial para el caso de estudio se arribó a resultados económicos más racionales en términos de 120 diámetros y precios, en comparación con la propuesta previa presentada por la Unidad Técnica de Gestión y Saneamiento de Luanda (UTGSL), ya que se obtuvo la reducción de 65 diámetros en conductos de varios tramos de la red, que representa un 74% del total. Además, respecto a la propuesta de UTGSL se reportó un incremento en diámetro en solamente 7 conductos, mientras que en otros 16 se mantuvieron las especificaciones preestablecidas.
- La verificación del diseño efectuado en SewerUp para $Tr = 10$ años permitió comprobar que cuando se alcanzan los niveles de descarga máximos en la red de drenaje pluvial ($t = 3$ horas), no se

detectan inundaciones hacia las calles desde los registros de la red identificados por los nodos establecidos en SWMM.

- La evaluación económica del costo de la red de drenaje pluvial se realizó teniendo en cuenta los resultados del diseño con la aplicación de SewerUp bajo las mismas condiciones que las empleadas por UTGSL, resultando un 20% más económico que el presupuesto de la propuesta original.
- Proponer a las instituciones del gobierno de la provincia de Luanda que sea considerada de manera inmediata la introducción del uso de la estrategia propuesta en esta tesis, en los trabajos de creación de nuevas redes de drenaje pluvial, y en el diagnóstico, remodelación y verificación de redes ya existentes, para los barrios de la ciudad de Luanda.
- Apelar a las Instituciones del Gobierno de la República de Angola para comenzar el monitoreo sistemático y organizado de la ocurrencia de eventos de lluvia, tanto en Luanda como en otras regiones del país, con el fin de conformar bases de datos que soporten estudios futuros que utilicen la lluvia como información de entrada.
- Determinar los parámetros que caracterizan las tormentas típicas de Luanda (altura de lámina y velocidad), para calibrar mejor los modelos y así obtener resultados más confiables.
- Recomendar a las instituciones afines del Gobierno de Angola, la introducción de los Lineamientos Metodológicos para la Evaluación de vulnerabilidad y riesgo de desastres de inundaciones por intensas lluvias.

- Considerar la utilización de otras herramientas de modelación matemática, de mayor alcance y precisión, pero más exigentes en materia de datos, para su eventual utilización en el diagnóstico, diseño, y verificación de redes de drenaje pluvial en el contexto angolano.
- Continuar los trabajos encaminados a generalizar las ideas incluidas en la estrategia propuesta en esta tesis, para su posible uso en otras regiones de Angola o de África. (Da Silva, 2015)

En la tesis “SIMULACION Y OPTIMIZACION DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO URBANO” se llegó a las siguientes conclusiones:

- La optimización permite obtener a partir de un trazo de red de alcantarillado pluvial o sanitario, los diferentes parámetros hidráulicos que producen un mínimo costo, garantizando que no habrá desbordes ni sobrecargas en la red.
- El cálculo del tiempo de concentración influirá en la intensidad de lluvia a ser empleada, a menor tiempo de concentración mayor es la intensidad de lluvia a emplear, lo que incide en las dimensiones de los diámetros de las tuberías de la red.
- De los resultados se observa que la propuesta de drenaje pluvial considerando la red completa, nudos 1-320, para el nivel de intensidad calculado no es adecuado, porque las profundidades de instalación superan los 8 m en el punto de entrega, lo que haría muy dificultoso su rebombeo al tenerse caudales de 20 m³/s, y los diámetros obtenidos superan en muchos casos los 2 m lo que sería poco usual.

- Para el tramo de red 238-320 las profundidades de instalación varían entre los 2 m y 7 m con diámetros generalmente menores a 1.20m, lo que hace viable la construcción de dicha red al tenerse caudales del orden de los 5 m³/s para el nivel de intensidad considerado. (Chávez Aguilar, 2006)

En la tesis “Diseño y evaluación de un nuevo sistema de drenaje en las obras lineales” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se ha realizado una búsqueda en revistas científicas con un alto factor de impacto, empleando la base de datos Web of Science. La mayoría de artículos publicados se concentran en 2 revistas: Journal of Hydrology Engineering y Journal of Hydraulic Engineering. En consecuencia, estas revistas son las principales fuentes de información del investigador que trabaja con drenaje.
- Existen determinados libros técnicos de reconocido prestigio que pueden usarse como referencia para cada una de las disciplinas estudiadas. Entre éstos destacan: en geología y geotecnia, Jiménez-Salas et al. (1981); en hidrología, Chow et al. (1988); en hidráulica, Chow (1994); en erosión, Chanson (2002) y en economía, Gregory-Mankiw (2012), así como la Instrucción de Carreteras 5.2.-I.C. del Ministerio de Fomento.
- En cuanto al drenaje ramificado propuesto, al ser novedoso, no se han encontrado referencias bibliográficas publicadas que puedan ayudar a completar o contrastar los resultados obtenidos en los ensayos realizados.
- Se han comparado 3 alternativas diferentes con la tradicional, optando por el drenaje ramificado, ya que ha sido la más valorada hidráulica, ambiental, estructural y económicamente.

- En cuanto a la construcción de la maqueta a escala 1:100, por un lado, se han tenido en consideración las dimensiones geométricas, y por otro lado los materiales y el caudal que mejor se ajustan a las características de un talud típico de una obra lineal, como son pendiente 1:2, longitud 25 m, ancho 4 m.
- De forma teórica, los cálculos arrojan que el drenaje ramificado (canal 2) consigue una menor velocidad media del fluido (de hasta un 6 %), y por tanto una inferior energía específica (12%) y menor fuerza de arrastre (6 %) que el drenaje tradicional (canal 1).
- Al experimentar en la maqueta sobre PVC, esta disminución de velocidad media del fluido varía hasta un 21 %, suponiendo a su vez un 21 % de reducción en fuerza de arrastre y un 36 % en energía específica.
- Para las simulaciones sobre arcilla, la reducción que se obtiene en la capacidad erosiva del agua del drenaje ramificado con respecto al drenaje tradicional, es un 59 % en energía específica y un 36 % en velocidad media del fluido y fuerza de arrastre.
- En ambos canales, cuanto más tiempo circula el fluido, se produce mayor erosión, pero en el drenaje tradicional los primeros agregados de arcilla aparecen a las 2 horas, mientras que en el drenaje ramificado aparecen 20 minutos más tarde.
- El comienzo de la sedimentación de arcilla en los filtros comienza a ser perceptible 40 minutos más tarde en el drenaje ramificado.

- Para las simulaciones en terreno natural, la velocidad media del fluido, la energía específica y la fuerza de arrastre en el drenaje ramificado, es inferior en un 21 %, 37 % y 21 % respectivamente.
- En terreno natural, los sedimentos arrastrados por el drenaje tradicional tienden a ser superiores a los del sistema ramificado. La desviación de las muestras es muy alta, y por ello se necesitarán un mayor número de ensayos experimentales para poder llegar a valores definitivos.
- La mayor resistencia a la erosión que ofrece el drenaje ramificado es más notable cuanto más tiempo pasa. En los ensayos sobre terreno natural, generalmente, se recoge mayor cantidad de suelo en los filtros de drenaje tradicional.
- Se ha encontrado una ligera influencia de la humedad ambiental en los ensayos gravimétricos en terreno natural. En el drenaje ramificado, se obtiene un 71% menos de suelo desplazado en zonas con mayor humedad ambiental, pero será necesario realizar más ensayos en el futuro, para extraer conclusiones definitivas.
- Si el fluido discurre sobre arcilla, la estimación de la vida útil del canal ramificado es 5 años superior a la del drenaje tradicional.
- En terreno natural se aumenta en 3 años la vida útil estimada al emplear el drenaje ramificado en lugar del tradicional.
- Si se calculan los costes totales en un periodo de 20 años, el drenaje ramificado supone un ahorro de 0.48 €/m³. El coste medio anual del drenaje ramificado supone un ahorro de 0.12 €/m³ con respecto al drenaje tradicional.

- Aunque la inversión inicial es superior al implantar el drenaje ramificado, ésta inversión se amortiza en los 8 primeros años, suponiendo un ahorro económico en los 15 años siguientes de su vida útil.
- La implantación del drenaje ramificado es viable económicamente en taludes medianos y pequeños siendo rentable a medio y a largo plazo. (García Diez, 2015)

En la tesis “DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL PARA EL SECTOR GUAYAQUIL IV, UBICADO EN EL KM. 6.5 DE LA AUTOPISTA TERMINAL TERRESTRE PASCUALES, CANTÓN GUAYAQUIL, PROVINCIA DEL GUAYAS” se llegó a las siguientes conclusiones:

- La construcción del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, mejorará las condiciones de vida de 394 familias que habitaran en el Sector de Guayaquil IV, evitando que se produzcan inundaciones e insalubridad en la temporada invernal.
- Es necesario analizar las características y componentes físicas, técnicas, ambientales, económicas y sociales del Sector Guayaquil IV, para facilitar una apreciación adecuada y realista para elegir la mejor alternativa de diseño del proyecto.
- Los cálculos del dimensionamiento del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial se los ha realizado en consideración de la Norma CO.10.07-601, eliminación de aguas residuales en el área urbana, Código Ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias, las mismas que garantizan el buen funcionamiento de la red de alcantarillado.

- Debido a que la cota del colector principal se encuentra más baja que la cota de del colector matriz de aguas servidas de Mucho Lote II, se consideró una estación de bombeo, la misma que permite bombear las aguas servidas a una cota adecuada para realizar la interconexión con el colector matriz de Mucho Lote II.

- El impacto ambiental es mínimo, siendo la etapa de construcción la más perjudicial, por lo cual el constructor del proyecto tiene que tomar en cuenta las recomendaciones dadas en cuanto se refiere al impacto ambiental.

- A las autoridades se les recomienda crear planes de investigación sanitaria en las comunidades, en donde se investigue las necesidades de los pobladores referentes a infraestructura de servicios básicos.

- Las recomendaciones a la población van dirigidas referente al buen uso de la obra, en donde las instalaciones se las conserven en buen estado evitando el deterioro de las mismas, de tal forma se evite botar basura en las calles, las cuales producen taponamientos de los colectores. Se prohíbe en su totalidad el verter o botar grasas, aceites, pinturas y contaminantes químicos los mismos que al paso del tiempo deterioren las características y la calidad de las tuberías de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial. A la población se les recomienda mantener la obra en buenas condiciones y evitar su deterioración, para cuando se realice una evaluación expost se determine que mantiene un buen estado de funcionamiento. Se recomienda realizar reuniones con los habitantes del sector, con el objetivo de sociabilizar y explicar los beneficios que la implementación del sistema conlleva y su uso apropiado.

- En el momento de la ejecución del proyecto, el Fondo de Cesantía del Magisterio Ecuatoriano debe de garantizar la supervisión del proyecto, para que pueda cumplirse las normas constructivas especificadas en los planos y en las especificaciones técnicas.
- Capacitar continuamente a los trabajadores encargados del mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, para evitar futuros problemas técnicos y mantener los sistemas de alcantarillados operativos.
- Es necesario actualizar los precios unitarios del proyecto, cuando el Fondo de Cesantía del Magisterio Ecuatoriano considere ejecutarlo, para evitar caer en una subvaluación del mismo.
- Realizar inspecciones periódicas visuales y el mantenimiento preventivo realizado en base de un calendario mediante lavados, limpieza a altas presiones y la utilización de varillas.
- Para el diseño del sistema eléctrico de la estación de bombeo se recomienda la intervención de personal capacitado, para realizar el trabajo correspondiente, para que en un futuro la estación de bombeo no sufra averías técnicas y la paralización de su funcionamiento.
- Realizar en la estación de bombeo las correspondientes inspecciones periódicas y mantenimientos preventivos con la finalidad de mantener siempre operativa y en óptimas condiciones de funcionamiento todo el sistema de bombeo.
- Para el mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado sanitario, pluvial y estación de bombeo se recomienda la

recaudación de alcuotas mensuales. (Guala Pillo & Ortiz Moya, 2013)

En la tesis “Análisis numérico de la red de drenaje pluvial de la urb. Angamos” se llegó a las siguientes conclusiones:

- El proceso inadecuado de urbanización es perjudicial a los intereses públicos y representa un perjuicio extremadamente alto para toda la sociedad a lo largo del tiempo. La sociedad paga más por la canalización, contra una solución de amortiguamiento, y aun así aumentan las inundaciones para la población que viven aguas abajo.
- De los resultados obtenidos en SWMM, podemos concluir que la Urb. Angamos no sufriría inundación (debido a las lluvias) de sus calles; para intensidades de hasta 67 mm/h ($Tr = 25$ años). Sin embargo, para un evento de fenómeno de “El niño” similar al de 1988, es decir con intensidades máximas entre los 86 y 96 mm/h ($Tr = 50$ años), la capacidad del dren de descarga quedaría superado en un 23% y las calle “Los Ceibos” y “F” se verían inundadas.
- La construcción de zanjas de infiltración en las zonas de cotas menores (en este caso en la descarga al dren) no es recomendable debido a que aquí se depositaran los sedimentos de todo el recorrido del agua; además las zanjas no cumplen su función si los caudales que pasan por ellas son muy elevados considerando sus dimensiones. Es por ello que la construcción de estas zanjas es recomendable en las zonas de cotas más altas donde el caudal no es excesivo y no existe la presencia de muchos sedimentos.

- Como se puede observar en los resultados, el SWMM proporciona una serie de herramientas interactivas y recursos que hacen de su uso una muy buena opción para el análisis de proyectos de drenaje urbano; con lo cual queda demostrado el objetivo central de esta tesis.
- De la comparación y análisis de los resultados podemos concluir que el SWMM ofrece valores más refinados que el Método Racional; esto debido a que cubre algunas de sus limitaciones. Sin embargo, se debe tener en cuenta que SWMM es sensible a los datos de ingreso y puede dar resultados erróneos si no se toman las consideraciones adecuadas.
- Es necesario tener presente que modelar un gran número de parámetros como la presencia de aguas subterráneas o la acumulación inicial de contaminantes, puede resultar innecesario; para este tipo de análisis en específico
- Se plantea como alternativa de solución ante la posible inundación de la Urb. Angamos, frente a un fenómeno de “El niño” la construcción de zanjas de infiltración, previo diseño y análisis para los nuevos caudales obtenidos con SWMM, y cuya construcción debería ser en las zonas con cotas más altas.
- Tomando en cuenta el mapa de las zonas inundables de la ciudad de Piura, se debería analizar las mismas, empleando el modelo descrito en esta tesis.
- Sería erróneo afirmar que en Ingeniería Hidráulica los modelos numéricos han remplazado a los físicos o que lo harán totalmente en el corto plazo. Más correcto sería decir que ambos son complementarios y que en el futuro debería buscarse la modelación

híbrida físico-matemática, en la cual se emplea cada tipo de modelo donde los resultados que pueda ofrecer maximicen la relación beneficio-costos. (Granda Acha, 2013)

En la tesis “EFICIENCIA DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EN LA AV. ANGAMOS Y JR. SANTA ROSA” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se concluyó al analizar el diseño Hidráulico de la Av. Angamos y el Jr. Santa Rosa, que este no es el correcto para un buen funcionamiento del sistema de drenaje, siendo esta una de las causas que alteran la eficiencia del drenaje pluvial.
- Al analizar la zona en estudio se verificó que el sistema de drenaje es ineficiente. concluyó al analizar la eficiencia de conducción que los caudales mínimos recomendables técnicamente a derivar, para tener velocidad aceptable y no producir sedimentación que reduce la capacidad del canal o erosión que deforma la sección, no es el indicado para las secciones existentes.
- También se determinó que las competencias en la operación y mantenimiento del sistema de drenaje pluvial en la Av. Angamos y el Jr. Santa Rosa no se lleva a cabo ocasionado que las capacidades hidráulicas de las cuentas disminuyan.
- Al desarrollar un buen estudio hidrológico para determinar los caudales de diseño y ejecutar un software especializado para sistemas de drenaje pluvial se puede disminuir los sistemas de drenaje ineficientes en Cajamarca aplicando las tecnologías que están disponibles en el mercado.

- Se demostró que la eficiencia de operación (Eo), que evalúa la calidad de la operación del sistema de drenaje es más del 100%, es decir, que las secciones existentes están sometidas a caudales mayores a su capacidad provocando inundaciones en la Av. Angamos y el Jr. Santa Rosa.
- Para futuros proyectos de drenaje se debe realizar estudios hidrológicos e hidráulicos con datos meteorológicos actualizados, con el fin de obtener resultados con mayor severidad.
- Se debe aplicar las tecnologías existentes como: software, nuevos estudios, etc. Que están disponibles con el fin de disminuir los deficientes diseños en obras hidráulicas en Cajamarca. (Yañez Portal, 2014)

En la tesis “DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DEL BARRIO - LA CAMPIÑA DEL INCA - CANTON QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Debido a que el Barrio La Campiña del Inca es un poblado que lo podríamos considerar casi nuevo se ve en la necesidad de poseer un adecuado de aguas lluvias; el presente estudio y proyecto propone una solución de acuerdo a las características económicas, topográficas, geológicas de la zona.
- El material que se empleó para el diseño del alcantarillado pluvial de la Campiña del Inca es PVC, considerando un mejor proceso de construcción ya que se disminuye el volumen de excavación, relleno y compactación, así como la facilidad de transporte del mismo hacia la obra, facilidad de instalación y mantenimiento.

- Con el desarrollo del proyecto de diseño de Alcantarillado Pluvial se otorgará una buena calidad de vida para los pobladores nuevos y futuros, de igual manera se crearán fuentes de trabajo para los mismos, y sus terrenos tendrán una plusvalía mayor.
- El estudio de Impactos Ambientales del proyecto de Alcantarillado Pluvial de la Campiña del Inca, nos demuestra que la alteración en el ambiente tiene mayor incidencia si no se realiza el proyecto, debido a que está siendo afectado principalmente a las quebradas produciendo deslaves y por ende a los pobladores que pueden correr peligro.
- La puesta en marcha del proyecto genera fuentes de trabajo eventual y fijo tanto en la fase de construcción como en la fase de operación del sistema.
- Por lo que se concluye que no siempre los impactos son solo negativos.
- Para que el alcantarillado pluvial tenga un funcionamiento de éxito, es necesario que se respete los materiales especificados en el diseño.
- Durante el proceso de construcción se debe cumplir con las especificaciones técnicas detalladas en el proyecto, para que así no se produzca un mal funcionamiento o defectos de construcción.
- Para que el Barrio tenga la aceptación adecuada del proyecto y puedan hacer un uso apropiado del mismo, es necesario que se les informe con charlas de concientización, mantenimiento, cuidado y un propio funcionamiento de los alcantarillados; queriendo así evitar posibles taponamientos en los sistemas pluviales.

- Se recomienda que exista mayor control en la limpieza y mantenimiento de los primeros pozos, ya que en ellos existe el menor caudal y puede provocar mayores cantidades de lodo y sedimentos. Esto se lo realiza para prevenir accidentes de taponamiento y futuros problemas en el sistema. (Rivadeneira Molina, 2012)

En la tesis “EVALUACIÓN, DISEÑO Y MODELAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE JULIACA CON LA APLICACIÓN DEL SOFTWARE SWMM” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Según la evaluación realizada, se ha determinado que los estudios básicos de ingeniería en el expediente técnico han sido desarrollados con un sustento técnico deficiente. De acuerdo a los Estudios Básicos de Ingeniería realizados se ha dividido el proyecto en cuatro cuencas para el modelamiento hidrológico–hidráulico en el software SWMM para optimizar los parámetros hidráulicos que determina el diseño de las redes de drenaje. Sin embargo, para que el sistema de drenaje planteado sea funcional es primordial establecer condiciones necesarias de funcionamiento acorde a la Norma GH– 010, Norma OS–060 del RNE y el Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Juliaca como lo estudiado en el Ítem 3.1.4.
- La evaluación del expediente técnico «ESTUDIO DEFINITIVO DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES DE LA CIUDAD DE JULIACA» se ha realizado en dos etapas, en la etapa de elaboración del perfil de tesis y durante la etapa final después de la recolección de datos de campo. El problema más grave del expediente técnico es que asume que las condiciones reales en campo son aptas para la construcción de las redes de drenaje sin considerar la deficiente

infraestructura vial de la ciudad, el desorden urbano y la grave contaminación del río Torococha. Se han encontrado incompatibilidades en el cálculo hidráulico, planos y metrados de las dimensiones de los canales (Tabla 3). Las deficiencias encontradas en el área de Topografía muestran incompatibilidades en la ubicación de los puntos con un desplazamiento que bordea unos 400 metros hacia el noreste, el cual ha sido motivo para realizar un nuevo estudio geodésico y topográfico cuando se estaba ejecutando la obra, esta comparación de puntos se muestra en la Tabla 2, el estudio Geodésico se resume en la Tabla 6 y los puntos topográficos utilizados están en las tablas del Ítem 3.3.4. En el área de Hidrología, el expediente técnico establece un periodo de retorno de 10 años, pero la Norma OS-060 establece 25 años para sistemas de drenaje urbano mayor; para el análisis de frecuencia de datos de precipitación no se consideran suficientes métodos estadísticos.

- Dentro de los parámetros hidrológicos se asume un periodo de retorno de 25 años y una precipitación máxima de 55mm. El hietograma de diseño se ha elaborado con el método que más se ajusta (Distribución Gamma 2 Parámetros con series temporales de 6 horas. El coeficiente n de Manning para el flujo superficial sobre suelo impermeable es $n = 0.012$ (hormigón-asfalto) y $n = 0.13$ para subcuencas permeables (pasto natural). El coeficiente n de Manning en conductos es $n = 0.013$ (pavimentos) y $n = 0.011$ (tubería de PVC). Las pendientes asumidas son mínimas (mayormente entre 0.0003 y 0.002).

- Se desarrolló una metodología para el diseño de sistemas de drenaje urbano tomando como base el modelo matemático SWMM, que consiste en el movimiento simultáneo del flujo en las calles y el intercambio de flujo entre los subsistemas y bajo el enfoque de

onda dinámica la cual resuelve las ecuaciones completas de Saint-Venant para el flujo no permanente en canales. El uso del modelo numérico, en ventaja respecto al método tradicional, permitió predecir con mayor precisión el comportamiento hidráulico del sistema de drenaje existente evaluar su situación actual y analizar desde el punto de vista hidráulico los problemas existentes, para formular las mejoras del mismo. Según los resultados obtenidos, el modelo SWMM proporciona un conjunto de herramientas interactivas y recursos que son una buena opción para el análisis de grandes proyectos de drenaje urbano.

- El modelamiento hidrológico-hidráulico se ha realizado con los datos obtenidos en los Estudios Básicos de Ingeniería del presente proyecto, para las secciones de los canales se ha modelado con los datos existentes en el expediente técnico (datos iniciales). Según el comportamiento hidrológico-hidráulico, por procedimientos reiterativos, las secciones de los canales han quedado ajustadas. El diseño obtenido en el presente proyecto de tesis garantiza el funcionamiento del sistema de drenaje pluvial, con inundaciones de poca duración que afectan mínimamente a su entorno, por lo que no será necesario la utilización de bombas en el diseño. Se prevé inundaciones en algunas áreas entre 0 a 2 horas y en otras críticas hasta 4 horas durante eventos de lluvias torrenciales de magnitudes similares a la precipitación de diseño.
- Se recomienda seguir los lineamientos y parámetros de levantamiento de puntos establecidos por la Norma Técnica Geodésica del Instituto Geográfico Nacional para obtener datos reales.
- Para trabajos de considerable magnitud, se recomienda el uso de equipos sofisticados en el levantamiento de poligonales y replanteo

de los trabajos en campo, para minimizar errores topográficos. Al momento de estacionar utilizar un trípode estable y nivelado para la estación total y el prisma.

- El proceso inadecuado de urbanización es perjudicial para los intereses públicos y representa un obstáculo en el diseño de sistemas de drenaje pluvial, por lo que la ciudad de Juliaca precisa de una red de control vertical para que sea utilizado en todas las obras de infraestructura (obras viales, obras de saneamiento, viviendas).
- Se recomienda a SENAMHI la instalación de una estación pluviográfica para la ciudad de Juliaca, necesaria para la ejecución de obras civiles.
- Incentivar en la población para que evacúen las aguas de sus viviendas hacia la red exterior de drenaje (calzada) y evitar en lo posible el ingreso a las redes de desagüe.
- Se recomienda a la MPSRJ la elaboración de un plan maestro de drenaje pluvial, que determine las etapas de estudio y diseño, las etapas de ejecución a corto, mediano y largo plazo.
- Antes de la ejecución del proyecto de aguas pluviales para la ciudad de Juliaca se recomienda la ejecución de un proyecto que solucione el problema del río Torococha para el funcionamiento del sistema de drenaje pluvial en la cuenca DJD. Mejorar la infraestructura vial en las cuencas DJA, DJB y DJC dado que las condiciones actuales del terreno no son adecuadas para el funcionamiento hidráulico del sistema, es propenso a colmatarse y por consiguiente la pérdida de su capacidad hidráulica.

- Se recomienda a la MPSRJ hacer cumplir estrictamente con el Plan de Desarrollo Urbano en el aspecto de expansión de áreas urbanas y uso de suelos. A las autoridades pertinentes la restauración y conservación de los recursos naturales.
- Elaborar un plan de operación y mantenimiento post-ejecución del proyecto que garantice el flujo de las aguas pluviales sin ser propensas a ser contaminadas. Solucionar el problema de recolección de residuos domésticos para evitar que sean arrojados a los drenes (canales de evacuación de aguas pluviales). (Rojas Naira & Humpiri Pari, 2016)

En la tesis “PROPUESTA DE DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DEL CASCO URBANO Y COLONIA “LA ENTREVISTA” DEL MUNICIPIO SAN CAYETANO ISTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE SAN VICENTE” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se han diseñado tres sistemas independientes de alcantarillado pluvial, dos para la colonia La Entrevista, y uno para el barrio San Cayetano; en el barrio Istepeque no se diseñó alcantarillado pluvial pues este barrio presenta una topografía favorable para el funcionamiento del drenaje superficial existente (cordón-cunetas), y de acuerdo a entrevistas realizadas a los habitantes de este lugar este drenaje no presenta inconvenientes en época lluviosa.
- Con los sistemas de alcantarillado pluvial propuestos en cada localidad se logra solucionar los problemas de inundaciones y estancamientos causados por las aguas lluvias en su totalidad, mejorando así la comodidad de los habitantes de las zonas y logrando que las calles sean transitables y cómodas en tiempos de

lluvia. Así también al reducir los estancamientos se disminuye la proliferación de vectores causantes de enfermedades como los zancudos.

- Los sistemas de alcantarillado pluvial se han diseñado con sus descargas individuales y a cada descarga se le ha propuesto su respectiva obra de protección, logrando así una adecuada incorporación de las aguas lluvias a los cauces naturales y evitando con estas obras de protección posibles erosiones o alteraciones negativas en las quebradas y ríos donde se depositarán las aguas lluvias.
- Con el diseño del alcantarillado sanitario propuesto se ha logrado tener una cobertura cercana a un 95.00% de las viviendas que actualmente existen en la zona de estudio. Las viviendas que no se pueden incorporar al sistema tendrán una solución alternativa para la disposición de las aguas negras y grises (sistema de fosa séptica).
- La alternativa de tratamiento de las aguas negras y grises para las zonas de difícil acceso constan de tanque séptico, trampa de grasas y zanjas de infiltración o pozo de absorción, se construirán zanjas o pozos de absorción dependiendo las condiciones del nivel freático y la disponibilidad de espacio que haya en los terrenos.
- Con el sistema alcantarillado sanitario diseñado se evitará que los habitantes del municipio de San Cayetano Istepeque sigan descargando las aguas grises resultantes de las actividades domésticas hacia las calles y avenidas, disminuyendo considerablemente los estancamientos de estas aguas, asimismo se evitara los malos olores y vectores causantes de enfermedades producidos por dichos estancamientos. De la misma forma el

alcantarillado sanitario permitirá que las aguas grises ya no vayan a dar a los ríos o quebradas cercanas evitando su contaminación y que las aguas negras no contaminen el manto freático como actualmente ocurre en ciertas zonas de la colonia La Entrevista, donde el nivel freático es poco profundo e inunda los pozos de absorción.

- Para poder tener la mayor cobertura posible en la recolección de las aguas residuales y además para garantizar que; tanto el sistema del alcantarillado sanitario como la planta de tratamiento, funcionen por gravedad, se propuso un terreno para la planta de tratamiento que está ubicado a 166m al sureste del barrio San Cayetano con un área de 5128.68 m² (ver apartado 6.1 del capítulo 6). Además, este terreno es propicio para realizar la descarga de las aguas residuales tratadas pues colinda al este con el río Antón Flores.
- Será necesario que la municipalidad gestione la compra de los terrenos propuestos tanto para el acceso de la planta de tratamiento como para la ubicación de la misma, debido a que se ha tomado en cuenta la propiedad de estos terrenos para diseñar los sistemas con la mayor cobertura posible, de no poder comprarlos habrá que rediseñar tanto el sistema de alcantarillado sanitario, alcantarillado pluvial en el barrio San Cayetano como la distribución de los elementos en la planta de tratamiento.
- Para garantizar los menores costos de operación y mantenimiento, se diseñó una planta de tratamiento tipo convencional no mecanizado, que cuenta con un sistema de rejillas, desarenador y un canal tipo Parshall para el tratamiento preliminar; un sedimentador tipo Dortmund para el tratamiento primario, un filtro percolador y un sedimentador tipo Dortmund para el tratamiento

secundario y un digester de lodos y patio de secado como tratamiento para los lodos.

- De acuerdo al diseño propuesto se obtuvo un valor de DBO5 de 44.97 mg/l al final del tratamiento secundario con lo que se logra garantizar que el efluente de la planta de tratamiento cumpla con el límite máximo establecido por la Norma Técnica NSO - 13.49.01.09. AGUAS RESIDUALES DESCARGADAS A UN CUERPO RECEPTOR el cual es de 60 mg/l. El cumplimiento de los límites que establece la norma dependerá de que la planta reciba una adecuada operación y mantenimiento.
- De acuerdo a la calidad esperada del efluente de la planta de tratamiento, se considera que estas aguas tratadas pueden ser reutilizadas en el riego agrícola, siempre y cuando, reciba previamente una desinfección adecuada y se utilice en cultivos que requieren un proceso industrial antes de su consumo como la caña de azúcar y cereales como el maíz, etc.
- Según el diseño propuesto, la suma de los montos de los tres sistemas de alcantarillado pluvial al momento de la elaboración del presente trabajo asciende a \$409,057.76.
- El monto final obtenido para el sistema de alcantarillado sanitario que se ha propuesto en el municipio de San Cayetano Istepeque al momento de la elaboración del presente trabajo asciende a \$576,570.96.
- El monto final obtenido para la planta de tratamiento de aguas residuales al momento de la elaboración del presente trabajo asciende a \$303,217.74.

- Los montos obtenidos para los sistemas propuestos son actuales y pueden variar con el paso del tiempo por lo que deben ser actualizados en el futuro al momento de realizar el proyecto.
- Debido a que la magnitud del proyecto completo es grande y su costo es elevado, se recomienda que para su realización este se separe en dos etapas, una para el alcantarillado pluvial y otra para el alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento.
- Para la realización del presente proyecto se recomienda que la alcaldía de la municipalidad de San Cayetano Istepeque gestione la compra de los terrenos privados que son necesarios para la implementación de los tres sistemas (alcantarillado pluvial, alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales). Cabe recalcar que la compra de los terrenos que están entre la ubicación de planta de tratamiento y el barrio San Cayetano servirá para el paso de la tubería de aguas residuales hacia la planta de tratamiento, para el paso del alcantarillado pluvial hacia su descarga y como acceso a la planta de tratamiento.
- Se recomienda que antes de la construcción de la planta de tratamiento se realice un estudio de impacto ambiental y se gestionen los permisos correspondientes ante las autoridades medio ambientales para determinar los posibles impactos negativos y las consecuentes medidas de mitigación.
- Para tener valores precisos de las profundidades y dimensiones de fundaciones de los elementos de la planta de tratamiento se recomienda realizar un estudio de suelos en el lugar propuesto para la construcción de la planta de tratamiento de las aguas residuales.

- Con la finalidad de dar posición al levantamiento topográfico respecto a la Red Geodésica Nacional, se recomienda a la municipalidad la obtención de la ubicación de Mojoneros Geodésicos con que cuenta la zona en estudio.

- Debido a que los costos de los materiales y de mano de obra varían con el paso del tiempo, es necesario realizar la actualización del presupuesto oficial antes de la construcción del presente proyecto para garantizar que el monto a licitar sea el más fiable posible.

- Para poder reutilizar las aguas residuales tratadas en el riego agrícola es necesario el diseño de un sistema de tratamiento complementario adecuado y además el diseño de un sistema de impulsión para las aguas residuales ya que los terrenos de uso agrícola se encuentran arriba del nivel de salida del efluente de la planta de tratamiento. Es por esto que se recomienda que otro grupo de trabajo de graduación pueda darle continuidad al presente trabajo.

- Para asegurar el funcionamiento correcto tanto del alcantarillado sanitario y pluvial como de la planta de tratamiento de las aguas residuales, se deben seguir las recomendaciones propuestas en el presente trabajo en cuanto a la operación y mantenimiento de estos sistemas. Especialmente la planta de tratamiento dependerá de las buenas prácticas de operación y mantenimiento para lograr los objetivos del diseño. (Antonio Carpio, Garcia Sigaran, & Tobias Hernandez, 2011)

En la tesis “Diseño y Simulación de una Red de Drenaje Pluvial en la Zona Centro-Oeste de Trinidad” se llegó a las siguientes conclusiones:

- La optimización del diseño mediante el software ROKO permite obtener a partir de un trazado de red de alcantarillado pluvial, los diferentes parámetros hidráulicos que producen un mínimo costo, garantizando que no halla desbordes ni sobrecargas en la red.
- El cálculo del tiempo de concentración influirá en la intensidad de lluvia a ser empleada, a menor tiempo de concentración mayor es la intensidad de la lluvia a emplear, lo que incide en las dimensiones de los diámetros de las tuberías de la red.
- Las visitas a terreno permitieron definir claramente las vías de escurrimiento, y cauces existentes, así como los puntos en que éstos se indefinen, generando zonas de inundación en la cuenca urbana.
- Se desarrolló un modelo de simulación basado en el software SWMM 5.0 vE, con las especificaciones necesarias para representar la esorrentía de la cuenca, para escenarios futuros, permitiendo evaluar la implicación de las obras, vías de escurrimiento, urbanizaciones, entre otros, en los caudales generados en toda la cuenca.
- Considerando la modelación, además de las visitas al terreno, se puede concluir, que las causas principales de las inundaciones en la zona, se deben a la falta de continuidad de los cauces naturales, así como las construcciones estructurales, sirviendo estas de obstáculo para impedir el paso del cauce natural.
- Se pudo comprobar que el hidrograma de salida obtenido en la simulación arrojó un caudal máximo de 3246.72 l/s, y que este se logra evacuar sin dificultad por la red de alcantarillado diseñada con anterioridad por el ROKO.

- Deben de obtenerse las curvas de IFD propias de la ciudad Trinidad, y así perfeccionar los resultados obtenidos en este trabajo.
- Como otra forma de mejorar la situación, se plantea que antes de edificar en cualquier tipo de zona, se debe planificar la forma de expansión, de tal forma de destinar terrenos de evacuación, o llamado de otra forma, realizar un ordenamiento territorial.
- Establecer una metodología de diseño para otras ciudades en que aún no se ha interferido los cauces evacuadores, es necesario establecer criterios que permitan un progreso urbanístico, de la mano de una convivencia armoniosa con el entorno natural, que permita que todo el sistema funcione de forma natural, efectiva y velando por un progreso humano.
- Es muy importante caracterizar hidráulicamente todos los elementos de captación incorporándolos al modelo presentado para tomar decisiones en este sentido. (de la Paz Fritze, 2016)

ii. **BASES TEÓRICAS**

2.5.2.8 Aspectos Hidrológicos

Según el Federal Council for Science and Technology (2015) la Hidrología versa sobre el agua de la tierra, su existencia y distribución, sus propiedades físicas y químicas, y su influencia sobre el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca la historia completa del agua sobre la Tierra.

2.5.2.9 Cálculo de caudales de escurrimiento

- a) Los caudales de escurrimiento serán calculados por lo menos según:
- El Método Racional, aplicable hasta áreas de drenaje no mayores a 13 Km².
 - Técnicas de hidrogramas unitarios podrán ser empleados para áreas mayores a 0.5 Km², y definitivamente para áreas mayores a 13 Km².
- b) Metodologías más complejas como las que emplean técnicas de tránsito del flujo dentro de los ductos y canalizaciones de la red de drenaje, técnicas de simulación u otras, podrán ser empleadas a discreción del diseñador.

2.5.2.9.1 MÉTODO RACIONAL

- a) Para áreas urbanas, donde el área de drenaje está compuesta de subáreas o subcuencas de diferentes características, el caudal pico proporcionado por el método racional viene expresado por la siguiente forma:

$$Q=0.278 \cdot \sum_{j=1}^m C_j \cdot A_j$$

Donde:

Q es el caudal pico m³/s, I la intensidad de la lluvia de diseño en mm/hora, A_j es el área de drenaje de la j-ésima de las subcuencas en Km², y C_j es el coeficiente de esorrentía para la j-ésima subcuencas, y m es el número de subcuencas drenadas por un alcantarillado.

- b) Las subcuencas están definidas por las entradas o sumideros a los ductos y/o canalizaciones del sistema de drenaje.

- c) La cuenca está definida por la entrega final de las aguas a un depósito natural o artificial, de agua (corriente estable de agua, lago, laguna, reservorio, etc.).

2.5.2.9.1.1 Coeficiente de escorrentía

- a) La selección del valor del coeficiente de escorrentía deberá sustentarse en considerar los efectos de:
 - Características de la superficie.
 - Tipo de área urbana.
 - Intensidad de la lluvia (teniendo en cuenta su tiempo de retomo).
 - Pendiente del terreno.
 - Condición futura dentro del horizonte de vida del proyecto.
- b) El diseñador puede tomar en cuenta otros efectos que considere apreciables: proximidad del nivel freático, porosidad del subsuelo, almacenamiento por depresiones del terreno, etc.
- c) Las tablas 1a, 1b, 1c pueden usarse para la determinación de los coeficientes de escorrentía.
- d) El coeficiente de escorrentía para el caso de áreas de drenaje con condiciones heterogéneas será estimado como un promedio ponderado de los diferentes coeficientes correspondientes a cada tipo de cubierta (techos, pavimentos, áreas verdes, etc.), donde el factor de ponderación es la fracción del área de cada tipo al área total.

2.5.2.9.1.2 Intensidad de la Lluvia

- a) La intensidad de la lluvia de diseño para un determinado punto del sistema de drenaje es la

intensidad promedio de una lluvia cuya duración es igual al tiempo de concentración del área que se drena hasta ese punto, y cuyo periodo de retorno es igual al del diseño de la obra de drenaje.

Es decir que para determinarla usando la curva intensidad - duración - frecuencia (IDF) aplicable a la zona urbana del estudio, se usa una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, y la frecuencia igual al recíproco del periodo de retorno del diseño de la obra de drenaje.

- b) La ruta de un flujo hasta un punto del sistema de drenaje está constituido por:
- La parte donde el flujo fluye superficialmente desde el punto más remoto del terreno hasta su punto de ingreso al sistema de ductos y/o canalizaciones.
 - La parte donde el flujo fluye dentro del sistema de ductos y/o canalizaciones desde la entrada en él hasta el punto de interés.
- c) En correspondencia a las partes en que discurre el flujo, enunciadas en el párrafo anterior, el tiempo de concentración a lo largo de una ruta hasta un punto del sistema de drenaje es la suma de:
- El tiempo de ingreso al sistema de ductos y canalizaciones, t_0 .
 - El tiempo del flujo dentro de alcantarillas y canalizaciones desde la entrada hasta el punto, t_f . Siendo el tiempo de concentración a lo largo de una ruta hasta el punto de interés es la suma de:

$$t_c = t_0 + t_f$$

- d) El tiempo de ingreso, t_0 , puede obtenerse mediante observaciones experimentales de campo o pueden estimarse utilizando ecuaciones como la presentadas en las Tablas 2a y 2b.
- e) La selección de la ecuación idónea para evaluar t_0 será determinada según ésta sea pertinente al tipo de escorrentía superficial que se presente en cada subcuenca. Los tipos que pueden presentarse son el predominio de flujos superficiales tipo lámina o el predominio de flujos concentrados en correnteras, o un régimen mixto. La Tabla N° 2 informa acerca de la pertinencia de cada fórmula para cada una de las formas en que puede presentarse el flujo superficial.
- f) En ningún caso el tiempo de concentración debe ser inferior 10 minutos.
- g) EL tiempo de flujo, t_f , está dado por la ecuación:

$$t_f = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i}$$

donde:

L_i = Longitud del i-ésimo conducción (ducto o canal) a lo largo de la trayectoria del flujo

V_i = Velocidad del flujo en el ducto o canalización.

- h) En cualquier punto de ingreso al sistema de ductos y canalizaciones, al menos una ruta sólo tiene tiempo de ingreso al sistema de ductos, t_0 . Si hay otras rutas estas tienen los dos tipos de tiempos t_0 y t_f .
- i) El tiempo de concentración del área que se drena hasta un punto de interés en el sistema de drenaje es el mayor tiempo de concentración entre todas las

diferentes rutas que puedan tomar los diversos flujos que llegan a dicho punto.

2.5.2.9.1.3 Área de Drenaje

- a) Debe determinarse el tamaño y la forma de la cuenca o subcuenca bajo consideración utilizando mapas topográficos actualizados. Los intervalos entre las curvas de nivel deben ser lo suficiente para poder distinguir la dirección del flujo superficial.
- b) Deben medirse el área de drenaje que contribuye al sistema que se está diseñando y las subáreas de drenaje que contribuyen a cada uno de los puntos de ingreso a los ductos y canalizaciones del sistema de drenaje.
- c) El esquema de la divisoria del drenaje debe seguir las fronteras reales de la cuenca, y de ninguna manera las fronteras comerciales de los terrenos que se utilizan en el diseño de los alcantarillados de desagües.
- d) Al trazar la divisoria del drenaje deberán atenderse la influencia de las pendientes de los pavimentos, la localización de conductos subterráneos y parques pavimentados y no pavimentados, la calidad de pastos, céspedes y demás características introducidas por la urbanización.

2.5.2.9.1.4 Periodo de Retorno

- a) El sistema menor de drenaje deberá ser diseñado para un periodo de retorno entre 2 y 10 años. El periodo de retorno está en función de la importancia económica de la urbanización, correspondiendo 2 años a pueblos pequeños.

- b) b) El sistema mayor de drenaje deberá ser diseñado para el periodo de retorno de 25 años.
- c) El diseñador podrá proponer periodos de retorno mayores a los mencionados según su criterio le indique que hay mérito para postular un mayor margen de seguridad debido al valor económico o estratégico de la propiedad a proteger.

2.5.2.9.1.5 Información Pluviométrica

Cuando el estudio hidrológico requiera la determinación de las curvas intensidad – duración – frecuencia (IDF) representativas del lugar del estudio, se procederá de la siguiente manera:

- a) Si la zona en estudio está en el entorno de alguna estación pluviográfica, se usará directamente la curva IDF perteneciente a esa estación.
- b) Si para la zona en estudio sólo existe información pluviométrica, se encontrará la distribución de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas de dicha estación, y luego junto con la utilización de la información de la estación pluviográfica más cercana se estimarán las precipitaciones para duraciones menores de 24 horas y para el período de retorno que se requieran. La intensidad requerida quedará dada por $I(t,T) = P(t,T)/t$, donde $I(t,T)$ es la intensidad para una duración t y periodo de retorno T requeridos; y $P(t,T)$ es la precipitación para las mismas condiciones.
- c) Como método alternativa para este último caso pueden utilizarse curvas IDF definidas por un estudio regional. De utilizarse el estudio regional

“Hidrología del Perú” IILA - UM – SENAMHI 1983 modificado, las fórmulas IDF respectivas son las mostradas en las Tablas 3 a y 3 b.

- d) Si el método racional requiere de intensidades de lluvia menores de una hora, debe asegurarse que la curva o relación IDF sea válida para esa condición.

2.5.2.9.2 METODOS QUE USAN TÉCNICAS DE HIDROGRAMAS UNITARIOS

2.5.2.9.2.1 Hietograma de Diseño

- a) En sitios donde no se disponga de información que permita establecer la distribución temporal de la precipitación durante la tormenta (hietograma), el hietograma podrá ser obtenido en base a técnicas simples como la distribución triangular de la precipitación o la técnica de bloques alternantes.

- b) La distribución triangular viene dado por las expresiones:

$h = 2P / T$, altura h del pico del hietograma, donde P es la precipitación total.

$r = t_a / T_d$, coeficiente de avance de la tormenta igual al tiempo al pico, t_a , entre la duración total.

$t_b = T_d - t_a = (1 - r) T_d$, tiempo de recesión.

donde:

- r puede estimarse de las tormentas de estaciones pluviográficas cercanas o tomarse igual a 0,6 dentro de un criterio conservador.
- c) La duración total de la tormenta para estos métodos simplificados será 6, 12 o 24 horas según se justifique por información de registros hidrológicos o de encuestas de campo.

2.5.2.9.2.2 Precipitación Efectiva

- a) Se recomienda realizar la separación de la precipitación efectiva de la total utilizando el método de la Curva Número (CN); pero pueden usarse otros métodos que el diseñador crea justificable.

2.5.2.9.2.3 Descarga de Diseño

- a) Determinado el hietograma de diseño y la precipitación efectiva se pueden seguir los procedimientos generales de hidrología urbana establecidos por las técnicas de hidrogramas unitarios y que son descritas en las referencias de la especialidad, con el fin de determinar las descargas de diseño.

Tabla 1.a

Coefficientes de escorrentía para ser utilizados en el Método Racional

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
AREAS URBANAS							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / Techos	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio 2 - 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente Superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)							
Plano 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
AREAS NO DESARROLLADAS							
Área de Cultivos							
Plano 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente Superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla 1.b

**Coefficientes de escorrentía promedio para áreas urbanas
 Para 5 y 10 años de Periodo de Retorno**

Características de la superficie	Coefficiente de Escorrentía
Calles	
Pavimento Asfáltico	0,70 a 0,95
Pavimento de concreto	0,80 a 0,95
Pavimento de Adoquines	0,70 a 0,85
Veredas	0,70 a 0,85
Techos y Azoteas	0,75 a 0,95
Césped, suelo arenoso	
Plano (0 - 2%) Pendiente	0,05 a 0,10
Promedio (2 - 7%) Pendiente	0,10 a 0,15
Pronunciado (>7%) Pendiente	0,15 a 0,20
Césped, suelo arcilloso	
Plano (0 - 2%) Pendiente	0,13 a 0,17
Promedio (2 - 7%) Pendiente	0,18 a 0,22
Pronunciado (>7%) Pendiente	0,25 a 0,35
Praderas	0.20

Tabla 1.c

Coeficientes de Escorrentía en áreas no desarrolladas en función del tipo de suelo

Topografía y Vegetación	Tipo de Suelo		
	Tierra Arenosa	Limo arcilloso	Arcilla Pesada
Bosques			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Pronunciado	0.30	0.50	0.60
Pradera			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Pronunciado	0.22	0.42	0.60
Terrenos de Cultivo			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Pronunciado	0.52	0.72	0.82

Nota:

Plano (0 - 5%) Pendiente

Ondulado (5 - 10%) Pendiente

Pronunciado >10% Pendiente

Tabla 2.a

Resumen de Ecuaciones de Tiempo de Concentración

Método	Ecuación	Flujo Tipo Lamina				Flujo concentrado en Correnteras o Canales				Flujo en Tubería			
		Resis- tencia	Pendiente	Longitud	Dato de entrada	Resis- tencia	Pendiente	Longitud	Dato de entrada	Resis- tencia	Pendiente	Longitud	Dato de entrada
Eagleson									X	X	X	X	
Federal Aviation		X	X	X									
Kinematic Wave Henderson & Wooding		X	X	X	X								
Kerby Hattaway		X	X	X									
Kirpich (TN)						X	X						
Kirpich(PA)						X	X						
SCS. Lag		X	X	X									
SCS Vel.		X	X	X									
Van Sickle			X	X				X					

Fórmula IILA Modificada

$$i_{(t,T)} = a \times (1 + K \times \text{Log } T) \times (t + b)^{n-1}$$

Para $t < 3$ horas

Donde:

I = intensidad de la lluvia (mm/hora)

a = parámetro de intensidad (mm)

K = parámetro de frecuencia (adimensional)

b = parámetro (hora)

n = parámetro de duración (adimensional)

t = duración (hora)

$$P_{24} = e_g \times (1 + K \times \log T)$$

$$a = (1/t_g)^n \times e_g$$

Donde:

P_{24} = Máxima Precipitación en 24 horas

T = tiempo de retorno

T_g = duración de la lluvia diaria, asumido en promedio de 15.2 para Perú.

K = $K'g$

b = 0.5 horas (Costa, centro y sur)

0.4 horas (Sierra)

0.2 horas (Costa norte y Selva)

e_g = Parámetro para determinar P_{24}

Figura

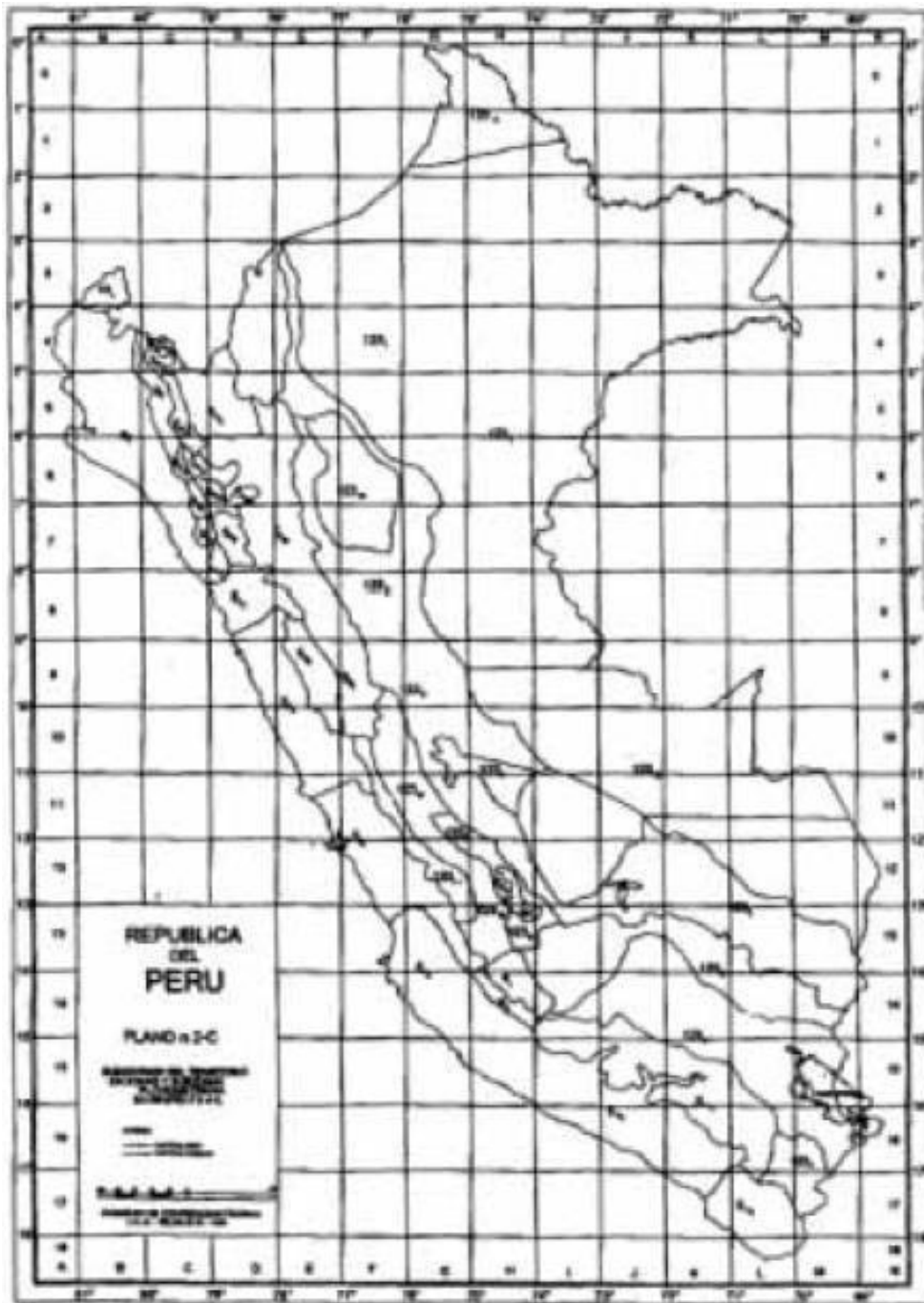


Tabla 3.a

**Subdivisión el Territorio en Zonas y Subzonas
 Pluviométricas y Valores de los Parámetros K'_g y ϵ_g
 que definen la distribución de probabilidades de h_g
 en cada punto**

ZONA	K'_g	Subzona	ϵ_g
123	$K'_g = 0,553$	123 ₁ 123 ₂ 123 ₃ 123 ₄ 123 ₅ 123 ₆ 123 ₇ 123 ₈ 123 ₉ 123 ₁₀ 123 ₁₁ 123 ₁₂ 123 ₁₃	$\epsilon_g = 85,0$ $\epsilon_g = 75,0$ $\epsilon_g = 100 - 0,022 Y$ $\epsilon_g = 70 - 0,019 Y$ $\epsilon_g = 24,0$ $\epsilon_g = 30,5$ $\epsilon_g = -2 + 0,006 Y$ $\epsilon_g = 26,6$ $\epsilon_g = 23,3$ $\epsilon_g = 6 + 0,005 Y$ $\epsilon_g = 1 + 0,005 Y$ $\epsilon_g = 75,0$ $\epsilon_g = 70$
4	$K'_g = 0,861$	4 ₁	$\epsilon_g = 20$
5a	$K'_g = 11 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$	5a ₁ 5a ₂ 5a ₃ 5a ₄ 5a ₅ 5a ₆ 5a ₇ 5a ₈ 5a ₉ 5a ₁₀ 5a ₁₁ 5a ₁₂ 5a ₁₃ 5a ₁₄	$\epsilon_g = -7,6 + 0,006 Y$ (Y>2300) $\epsilon_g = 32 - 0,177 D$ $\epsilon_g = -13 + 0,010 \hat{Y}$ (Y>2300) $\epsilon_g = 3,8 + 0,0053 Y$ (Y>1500) $\epsilon_g = -6 + 0,007 Y$ (Y>2300) $\epsilon_g = 1,4 + 0,0067$ $\epsilon_g = -2 + 0,007 Y$ (Y>2000) $\epsilon_g = 24 + 0,0025 Y$ $\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$ $\epsilon_g = 18,8 + 0,0028 Y$ $\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$ $\epsilon_g = 19,0 + 0,005 Y$ $\epsilon_g = 23,0 + 0,0143 Y$ $\epsilon_g = 4,0 + 0,010 Y$
5b	$K'_g = 130 \cdot \epsilon_g^{-1,4}$	5b ₁ 5b ₂ 5b ₃ 5b ₄ 5b ₅	$\epsilon_g = 4 + 0,010$ (Y>1000) $\epsilon_g = 41,0$ $\epsilon_g = 23,0 + 0,143 Y$ $\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$ $\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$
6	$K'_g = 5,4 \cdot \epsilon_g^{-0,5}$	6 ₁	$\epsilon_g = 30 - 0,50 D_c$
9	$K'_g = 22,5 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$	9 ₁ 9 ₂ 9 ₃	$\epsilon_g = 61,5$ $\epsilon_g = -4,5 + 0,323 D_m$ (30XD _m x110) $\epsilon_g = 31 + 0,475(D_m - 110)$ (D _m x110)
10	$K'_g = 1,45$	10 ₁	$\epsilon_g = 12,5 + 0,95 D_m$

Tabla 3.b

Valores de los parámetros a y n que junto con K, definen las curvas de probabilidad Pluviométrica en cada punto de las subzonas

SUB ZONA	ESTACION	Nº TOTAL DE ESTACIONES	VALOR DE n	VALOR DE a
123 ₁	321-385	2	0.357	32.2
123 ₃	384-787-805	3	0.405	a = 37,85 - 0,0083 Y
123 ₁₃	244-193	2	0.432	
123 ₅	850-903	2	0.353	9.2
123 ₆	840-913-918	4	0.380	11.0
	958			
123 ₈	654-674-679	9	0.232	14.0
	709-713-714			
	732-745-752			
123 ₉	769	1	0.242	12.1
123 ₁₀	446-557-594	14	0.254	a = 3,01 + 0,0025 Y
	653-672-696			
	708-711-712			
	715-717-724			
	757-773			
123 ₁₁	508-667-719	5	0.286	a = 0,46 + 0,0023 Y
	750-771			
5a ₂	935-968	2	0.301	a = 14,1 - 0,078 D _c
5a ₅	559	1	0.303	a = -2,6 + 0,0031 Y
5a ₁₀	248	1	0.434	a = 5,80 + 0,0009 Y

Y : Altitud en msnm

D_c : Distancia a la cordillera en Km

D_m : Distancia al mar en Km

2.5.2.10 CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO MENOR, CAPTACION DE AGUAS DE PLUVIALES EN ZONAS URBANAS.

2.5.2.10.1 CONSIDERACIONES DEL CAUDAL DE DISEÑO

- a) Los caudales para sistemas de drenaje urbano menor deberán ser calculados:
 1. Por el Método Racional si el área de la cuenca es igual o menor a 13 Km².
 2. Por el Método de Hidrograma Unitario o Modelos de Simulación para área de cuencas mayores de 13 Km².
- b) El período de retorno deberá considerarse de 2 a 10 años.

2.5.2.10.2 CAPTACION DE AGUAS PLUVIALES EN EDIFICACIONES

Para el diseño del sistema de drenaje de aguas pluviales en edificaciones ubicadas en localidades de alta precipitación con características iguales o mayores a las establecidas en el párrafo 4.6, se deberá tener en consideración las siguientes indicaciones.

Las precipitaciones pluviales sobre las azoteas causarán su almacenamiento; mas con la finalidad de garantizar la estabilidad de las estructuras de la edificación, estas aguas deberán ser evacuadas a los jardines o suelos sin revestir a fin de poder garantizar su infiltración al subsuelo. Si esta condición no es posible deberá realizarse su evacuación hacia el sistema de drenaje exterior o de calzada.

1. **Almacenamiento de aguas pluviales en áreas superiores o azoteas:**
 - El almacenamiento de agua pluvial en áreas superiores o azoteas transmite a la estructura de la edificación una carga adicional que deberá ser considerada para determinar la

capacidad de carga del techo y a la vez, el mismo deberá ser impermeable para garantizar la estabilidad de la estructura.

- El almacenamiento en azoteas será aplicable áreas iguales o mayores a 500 m².
- La altura de agua acumulada en azoteas no deberá ser mayor de 0.50 m.
- En el proyecto arquitectónico de las edificaciones se debe considerar que las azoteas dispondrán de pendientes no menores del 2% hacia la zona seleccionada para la evacuación.

2. Criterios para evacuación de las aguas almacenadas en azoteas:

- Para la evacuación de las aguas pluviales almacenadas en azoteas se utilizarán montantes de 0.05 m de diámetro como mínimo y una ubicación que permita el drenaje inmediato y eficaz con descarga a jardines o patios sin revestimiento.

3. Criterios para evacuación de las aguas pluviales de las viviendas

- En última instancia y luego de considerar lo indicado en los párrafos 6.2.1 y 6.2.2 y no ser posible la infiltración de las aguas pluviales, éstas deberán ser evacuadas hacia el sistema de drenaje exterior o de calzada para lo cual, se debe prever la colocación de ductos o canaletas de descargas sin tener efectos erosivos en las cunetas que corren a lo largo de las calles.

2.5.2.10.3 CAPTACION EN ZONA VEHICULAR - PISTA

Para la evacuación de las aguas pluviales en calzadas, veredas y las provenientes de las viviendas se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

2.5.2.10.3.1 Orientación del Flujo

En el diseño de pistas se deberá prever pendientes longitudinales (S_l) y transversales (S_t) a fin de facilitar la concentración del agua que incide sobre el pavimento hacia los extremos o bordes de la calzada. Las pendientes a considerar son:

Pendiente Longitudinal (S_l) > **0,5%**.

Pendiente Transversal (S_t) de 2% a 4%

2.5.2.10.3.2 Captación y Transporte de aguas Pluviales de calzada y aceras

La evacuación de las aguas que discurren sobre la calzada y aceras se realizará mediante **cunetas**, las que conducen el flujo hacia las zonas bajas donde los sumideros captarán el agua para conducirla en dirección a las alcantarillas pluviales de la ciudad.

a) Las cunetas construidas para este fin podrán tener las siguientes secciones transversales (Ver fig. 1)

- Sección Circular.
- Sección Triangular.
- Sección Trapezoidal.
- Sección Compuesta.
- Sección en V.

b) **Determinación de la capacidad de la cuneta**

La capacidad de las cunetas depende de su sección transversal, pendiente y rugosidad del material con que se construyan.

La capacidad de conducción se hará en general utilizando la Ecuación de Manning.

La sección transversal de las cunetas generalmente tiene una forma de triángulo rectángulo con el sardinel formando el lado vertical del triángulo. La hipotenusa puede ser parte de la pendiente recta desde la corona del pavimento y puede ser

compuesta de dos líneas rectas. La figura 2 muestra las características de tres tipos de cuneta de sección triangular y las ecuaciones que gobiernan el caudal que por ellas discurre, utilizando la ecuación de Manning.

El ancho máximo T de la superficie del agua sobre la pista será:

- En vías principales de alto tránsito: Igual al ancho de la berma.
 - En vías secundarias de bajo tránsito: Igual a la mitad de la calzada.
- b.1. Coeficiente de rugosidad

La tabla N° 1 muestra los valores del coeficiente de rugosidad de Manning correspondientes a los diferentes acabados de los materiales de las cunetas de las calles y berma central.

- c) Evacuación de las aguas transportadas por las cunetas
Para evacuación de las aguas de las cunetas deberá preverse Entradas o Sumideros de acuerdo a la pendiente de las cunetas y condiciones de flujo.

d) **Sumideros** (Ver Figura N° 3)

d.1 La elección del tipo de sumidero dependerá de las condiciones hidráulicas, económicas y de ubicación y puede ser dividido en tres tipos, cada uno con muchas variaciones.

- **Sumideros Laterales en Sardinell o Solera.** Este ingreso consiste en una abertura vertical del sardinell a través del cual pasa el flujo de las cunetas. Su utilización se limita a aquellos tramos donde se tenga pendientes longitudinales menores de 3%. (Ver fig. No 4).
- **Sumideros de Fondo.** Este ingreso consiste en una abertura en la cuneta cubierta por uno o más sumideros.

Se utilizarán cuando las pendientes longitudinales de las cunetas sean mayores del 3%.

Las rejillas para este tipo de sumideros serán de barras paralelas a la cuneta.

Se podrán agregar barras cruzadas por razones estructurales, pero deberán mantenerse en una posición cercana al fondo de las barras longitudinales.

Los sumideros de fondo pueden tener una depresión para aumentar su capacidad de captación.

- **Sumideros Mixtos o Combinados.** Estas unidades consisten en un Sumidero Lateral de Sardinel y un Sumidero de Fondo actuando como una unidad. El diámetro mínimo de los tubos de descarga al buzón de reunión será de 10".

Complementariamente puede usarse también.

- Sumideros de Rejillas en Calzada. Consiste en una canalización transversal a la calzada y a todo lo ancho, cubierta con rejillas.

d.2. Se utilizarán los siguientes tipos de sumideros:

- Tipo S1: Tipo grande conectado a la cámara. Corresponde a sumideros del tipo mixto (Ver fig. No. 5)
- Tipo S2: Tipo grande conectado a la tubería. Corresponde a sumideros de] tipo mixto. (Ver fig. No. 6).
- Tipo S3: Tipo chico conectado a la cámara (Ver fig. No. 7)
- Tipo S4: Tipo chico conectado a la tubería (Ver fig. No. 8)

Los sumideros tipo S3 y S4 se utilizarán únicamente en los casos siguientes:

- Cuando el sumidero se ubica al centro de las avenidas de doble calzada.
 - Cuando se conectan en serie con tipo grande S1 o S2.
 - Para evacuar las aguas pluviales provenientes de las calles ciegas y según especificación del proyectista.
- d.3. En caso de situaciones que requieren un tratamiento distinto se diseñarán sumideros especiales.

d.4. **Ubicación de los Sumideros**

La ubicación de los sumideros dependerá del caudal, pendiente, la ubicación y geometría de enlaces e intersecciones, ancho de flujo permisible del sumidero, volumen de residuos sólidos, acceso vehicular y de peatones.

En general los sumideros deben ponerse en los puntos bajos. Su ubicación normal es en las esquinas de cruce de calles, pero al fin de entorpecer el tráfico de las mismas, deben empezar retrasadas con respecto a las alineaciones de las fachadas (Ver figura N° 3).

Cuando las manzanas tienen grandes dimensiones se colocarán sumideros intermedios. Cuando el flujo de la cuneta es pequeño y el tránsito de vehículos y de peatones es de poca consideración, la corriente puede conducirse a través de la intersección mediante una cuneta, hasta un sumidero ubicado aguas abajo del cruce. Por razones de economía se recomienda ubicar los sumideros en la cercanía de alcantarillas y conductos de desagüe del sistema de drenaje pluvial.

d.5. **Espaciamiento de los Sumideros**

Se determinará teniendo en cuenta los factores indicados para el caso de la Ubicación de los Sumideros, ítem d.4.

Para la determinación de espaciamiento de sumideros ubicados en cuneta medianera, el proyectista deberá considerar la permeabilidad del suelo y su erosionabilidad.

Cuando las condiciones determinan la necesidad de una instalación múltiple o serie de sumideros, el espaciamiento mínimo será de 6m.

d.6 Diseño Hidráulico de los Sumideros.

Se deberá tener en cuenta las siguientes variables:

- Perfil de la pendiente.
- Pendiente transversal de cunetas con solera.
- Depresiones locales.
- Retención de Residuos Sólidos.
- Altura de Diseño de la Superficie de Aguas dentro del sumidero.
- Pendiente de los sumideros.
- Coeficiente de rugosidad de la superficie de las cunetas.

e) Rejillas

Las rejillas pueden ser clasificadas bajo dos consideraciones:

1. Por el material del que están hechas; pueden ser:
 - a. de Fierro Fundido (Ver fig. N° 9)
 - b. de Fierro Laminado (Platines de fierro) (ver fig. N° 10, 11, 12)
2. Por su posición en relación con el sentido de desplazamiento principal de flujo; podrán ser:
 - a. De rejilla horizontal.
 - b. De rejilla vertical.
 - c. De rejilla horizontal y vertical.

Las rejillas se adaptan a la geometría y pueden ser enmarcadas en figuras: Rectangulares, Cuadradas y Circulares.

Generalmente se adoptan rejillas de dimensiones rectangulares y por proceso de fabricación industrial se fabrican en dimensiones de 60 mm x 100 mm y 45 mm x 100 mm (24"x 40" y 18" x 40").

La separación de las barras en las rejillas varía entre 20 mm - 35 mm - 50 mm (3/4" - 1 3/8" - 2") dependiendo si los sumideros se van a utilizar en zonas urbanas o en carreteras.

f) Colectores de Aguas Pluviales

El alcantarillado de aguas pluviales está conformado por un conjunto de colectores subterráneos y canales necesarios para evacuar la escorrentía superficial producida por las lluvias a un curso de agua.

El agua es captada a través de los sumideros en las calles y las conexiones domiciliarias y llevada a una red de conductos subterráneos que van aumentando su diámetro a medida que aumenta el área de drenaje y descargan directamente al punto más cerca no de un curso de agua; por esta razón los colectores pluviales no requieren de tuberías de gran longitud. Para el diseño de las tuberías a ser utilizadas en los colectores pluviales se deberá tener en cuenta las siguientes consideraciones.

f.1. Ubicación y Alineamiento

Para el drenaje de la plataforma se deberá evitar la instalación de colectores bajo las calzadas y bermas. Sin embargo, cuando la ubicación bajo la calzada es inevitable, deberá considerarse la instalación de registros provistos de accesos ubicados fuera de los límites determinados por las bermas.

Los quiebres debidos a deflexiones de alineamiento deberán tomarse con curvas circulares.

Las deflexiones de alineamiento en los puntos de quiebre no excederán de 10r, en caso contrario deberá emplearse una cámara de registro en ese punto.

f.2. **Diámetro de los Tubos**

Los diámetros mínimos serán los indicados en la Tabla N° 2.

Tabla N° 2

Mínimos de Tuberías en Colectores de agua de lluvias

<i>Tipo de Colector</i>	<i>Diámetro Mínimo (m)</i>
Colector Troncal	0,50
Lateral Troncal	0,40*
Conductor Lateral	0,40*

En instalaciones ubicadas parcial o totalmente bajo la calzada se aumentarán en diámetros a 0.50 m por lo menos. Los diámetros máximos de las tuberías están limitados según el material con que se fabrican.

f.3. **Resistencia**

Las tuberías utilizadas en colectores de aguas pluviales deberán cumplir con las especificaciones de resistencia específicas en las Normas Técnicas Peruanas NTP vigentes o a las normas ASTM, AWWA o DIN, según el país de procedencia de las tuberías empleadas.

f.4 **Selección del Tipo de Tubería**

Se tendrán en cuenta las consideraciones especificadas en las Normas Técnicas Peruanas NTP vigentes.

Los materiales de las tuberías comúnmente utilizadas en alcantarillados pluviales son:

- Asbesto Cemento
- Concreto Armado Centrifugado
- Hierro Fundido Dúctil
- Concreto Pretensado Centrifugado
- Poly (cloruro de vinilo)
- Concreto Armado vibrado con recubrimiento interior de polietileno PVC.
- PVC)
- Poliéster reforzado con fibra de vidrio GRP
- Arcilla Vitrificada

f.5. Altura de Relleno

La profundidad mínima a la clave de la tubería desde la rasante de la calzada debe ser de 1 m. Serán aplicables las recomendaciones establecidas en la Normas Técnicas Peruanas NTP o las establecidas en las normas ASTM o DIN.

f.6. Diseño Hidráulico

En el diseño hidráulico de los colectores de agua de lluvia, se podrán utilizar los criterios de diseño de conductos cerrados.

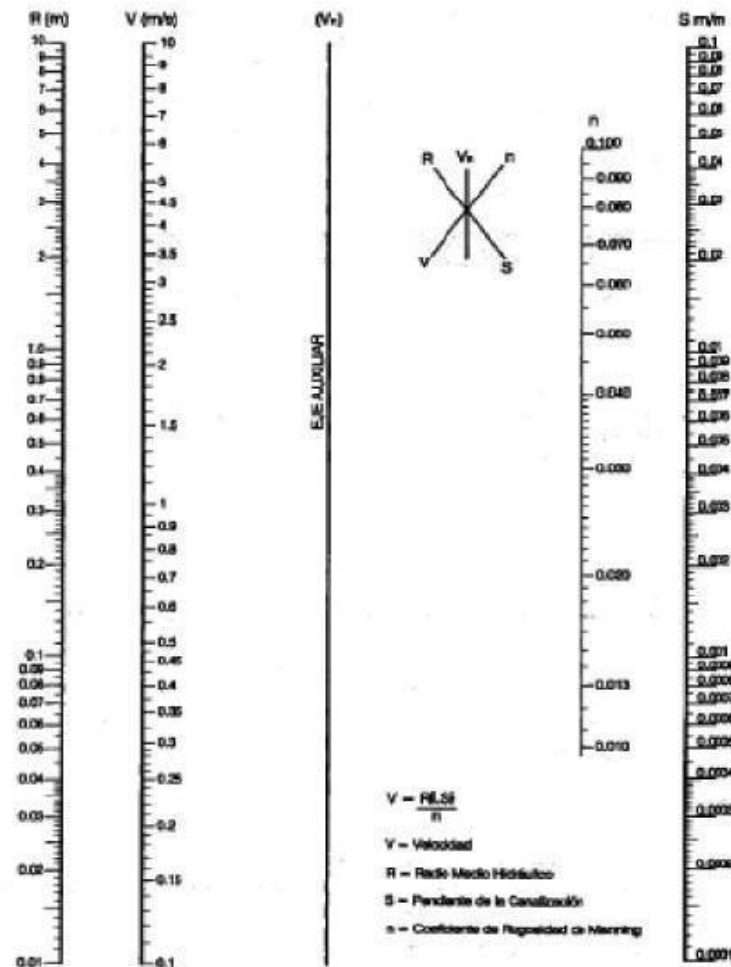
Para el cálculo de los caudales se usará la fórmula de Manning con los coeficientes de rugosidad para cada tipo de material, según el cuadro siguiente:

Tubería	Coefficiente de Rugosidad
Asbesto Cemento	0.010
Hierro Fundido Dúctil	0.010
Cloruro de Polivinilo	0.010
Poliéster Reforzado con fibra de vidrio	0.013

El colector debe estar en capacidad de evacuar un caudal a tubo lleno igual o mayor que el caudal de diseño.

El Gráfico N° 1 muestra la representación gráfica de la Ecuación de Manning para tuberías con un coeficiente de rugosidad n de Manning igual a 0.010.

**GRAFICO N° 1
 NOMOGRAMA PARA LA SOLUCION DE LA ECUACION DE MANNING**



f.7. Velocidad mínima

La velocidad mínima de 0.90 m/s fluyendo las aguas a tubo lleno es requerida para evitar la sedimentación de las partículas que como las arenas y gravas acarrea el agua de lluvia.

f.8. Velocidad máxima

La velocidad máxima en los colectores con cantidades no significativas de sedimentos en suspensión es función del material del que están hechas las tuberías y no deberá exceder los valores indicados en la tabla N° 3 a fin de evitar la erosión de las paredes.

Tabla N° 3

Velocidad Máxima para tuberías de alcantarillado (m/s)	
<i>Material de la Tubería</i>	<i>Agua con fragmentos de Arena y Grava</i>
Asbesto Cemento	3,0
Hierro Fundido Dúctil	3,0
Cloruro de Polivinilo	6,0
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	3,0
Arcilla Vitrificada	3,5
Concreto Armado de:	
140 Kg/cm ²	2,0
210 Kg/cm ²	3,3
250 Kg/cm ²	4,0
280 Kg/cm ²	4,3
315 Kg/cm ²	5,0
Concreto Armado de curado al vapor > 280 Kg/cm ²	6,6

f.9. Pendiente mínima

Las pendientes mínimas de diseño de acuerdo a los diámetros, serán aquellas que satisfagan la velocidad mínima de 0.90 m/s fluyendo a tubo lleno. Por este propósito, la pendiente de la tubería algunas veces incrementa en exceso la pendiente de la superficie del terreno.

g) Registros

g.1. Los registros instalados tendrán la capacidad suficiente para permitir el acceso de un hombre y la instalación de una chimenea. El diámetro mínimo de registros para colectores será de 1.20 m.

Si el conducto es de dimensiones suficientes para el desplazamiento de un operario no será necesario instalar un registro, en este caso se deberá tener en cuenta los criterios de espaciamiento.

g.2. Los registros deberán ubicarse fuera de la calzada, excepto cuando se instalen en caminos de servicio o en calles, en este caso se evitará ubicarlos en las intersecciones.

Los registros deberán estar ubicados en:

- Convergencia de dos o más drenes.
- Puntos intermedios de tuberías muy largas.
- En zonas donde se presente cambios de diámetro de los conductos.
- En curvas o deflexiones de alineamiento (no es necesario colocar registros en cada curva o deflexión).
- En puntos donde se produce una brusca disminución de la pendiente.

g.3. Espaciamiento

- Para tuberías de diámetro igual o mayor a 1.20m., o conductos de sección transversal equivalente, el espaciamiento de los registros será de 200 a 350 m.
- Para diámetros menores de 1.20 m. el espaciamiento de los registros será de 100 a 200 m.
- En el caso de conductos pequeños, cuando no sea posible lograr velocidades de autolimpieza, deberá colocarse registros cada 100 m.

- Con velocidades de autolimpieza y alineamiento desprovisto de curvas agudas, la distancia entre registros corresponderá al rango mayor de los límites mencionados en los párrafos anteriores.

g.4. **Buzones**

- Para colectores de diámetro menor de 1.20 m el buzón de acceso estará centrado sobre el eje longitudinal del colector.
- Cuando el diámetro del conducto sea superior al diámetro del buzón, éste se desplazará hasta ser tangente a uno de los lados del tubo para mejor ubicación de los escalines del registro.
- En colectores de diámetro superior a 1.20 m. con llegadas de laterales por ambos lados del registro, el desplazamiento se efectuará hacia el lado del lateral menor.

g.5. Disposición de los laterales o subcolectores

- Los laterales que llegan a un punto deberán converger formando un ángulo favorable con la dirección del flujo principal.
- Si la conservación de la carga es crítica, se deberán proveer canales de encauzamiento en el radier de la cámara.

h) **Estructura de Unión**

Se utilizará sólo cuando el colector troncal sea de diámetro mayor a 1 m.

2.5.2.11 CONSIDERACIONES HIDRAÚLICAS EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO MAYOR

Los sistemas de drenaje mayor y menor instalados en centros urbanos deberán tener la capacidad suficiente para prevenir inundaciones por lluvias de poca frecuencia.

2.5.2.11.1 CONSIDERACIONES BASICAS DE DISEÑO

- a) Las caudales para sistema mayor deberán ser calculados por los métodos del Hidrograma Unitario o Modelos de Simulación. El Método Racional sólo deberá aplicarse para cuencas menores de 13 Km².
- b) El Período de Retorno no debe ser menor de 25 años.
- c) El caudal que o pueda ser absorbido por el sistema menor, deberá fluir por calles y superficie del terreno.
- d) La determinación de la escorrentía superficial dentro del área de drenaje urbano o residencial producida por la precipitación generada por una tormenta referida a un cierto periodo de retorno nos permitirá utilizando la ecuación de Manning determinar la capacidad de la tubería capaz de conducir dicho caudal fluyendo a tubo lleno. (Ver Gráfico N° 2).

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \Rightarrow Q = V \times A \Rightarrow Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Donde:

V : Velocidad media

R : Radio medio hidráulico (m)

S : Pendiente de la canalización

n . Coeficiente de rugosidad de manning

A : Sección transversal de la canalización (m²)

Q : Caudal (Escorrentía Superficial pico) (m³/s)

- e) Para reducir el caudal pico en las calles, en caso de valores no adecuados, se debe aplicar el criterio de control de la descarga mediante el uso de lagunas de retención (Ponding).

- f) Las Lagunas de Retención son pequeños reservorios con estructuras de descarga regulada, que acumulan el volumen de agua producida por el incremento de caudales pico y que el sistema de drenaje existente no puede evacuar sin causar daños.
- g) Proceso de cálculo en las Lagunas de Retención.
Para la evacuación del volumen almacenado a fin de evitar daños en el sistema drenaje proyectado o existente, se aplicarán procesos de cálculo denominados Tránsito a través de Reservorios.
- h) Evacuación del Sistema Mayor.
Las vías calle, de acuerdo a su área de influencia, descargarán, por acción de la gravedad, hacia la parte más baja, en donde se preverá la ubicación de una calle de gran capacidad de drenaje, denominada calle principal o evacuador principal.

2.5.2.11.2 TIPOS DE SISTEMAS DE EVACUACION

- a) Por gravedad.
- b) Por bombeo.

2.5.2.11.2.1 Condiciones para evacuar por gravedad.

Para el sistema evacue por gravedad, y en función del depósito de evacuación, las condiciones hidráulicas de descarga son iguales a los descritos en el párrafo 6.7.1., de la norma OS.060 Drenaje Pluvial Urbano, del Reglamento Nacional de Edificaciones.

2.5.2.11.2.2 Condiciones de evacuación por bombeo

Deberán cumplir las condiciones descritas en el párrafo 6.7.2., de la norma OS.060 Drenaje Pluvial Urbano, del Reglamento Nacional de Edificaciones.

2.5.2.12 CLASIFICACIÓN DE MODELOS DE DRENAJE URBANO

2.5.2.12.1 OBJETIVOS

Los modelos que generalmente se usan para el estudio de problemas cualitativos y cuantitativos asociados a la escorrentía urbana, pueden ser clasificados, según sus objetivos, en: Modelos de investigación, modelos de estudio, modelos de diseño, y modelos de operación [8].

2.5.2.12.2 MODELOS DE INVESTIGACIÓN

Son modelos preliminares que intentan dar una primera estimación de la magnitud de los problemas cualitativos y cuantitativos de drenaje previo a una inversión de tiempo y recursos en un modelo más complejo de computador. Después de usar el modelo de investigación se sabrá cuál de los modelos siguientes será necesario usar.

2.5.2.12.3 MODELOS DE ESTUDIO

Son usados para realizar una evaluación general del problema del drenaje urbano, y estimar la eficacia y costo de los sistemas de alcantarillado. También son usados para un primer análisis somero del proceso precipitación escorrentía, ilustrar las variaciones en el flujo con diferentes opciones de control, e identificar eventos hidrológicos de especial interés para el diseño, los que pueden después ser analizados en detalle usando un modelo de diseño más sofisticado.

Se caracterizan por grandes intervalos de tiempo (horas) y extensos periodos de simulación (años, meses), llamada simulación continua.

Los datos requeridos son pocos y su complejidad matemática es baja.

Estos Modelos pueden ser usados para obtener condiciones iniciales en modelos de diseño.

2.5.2.12.4 MODELOS DE DISEÑO

Estos modelos dan una descripción completa del flujo y contaminantes a través del sistema de drenaje urbano para un hidrograma de tormenta y a menudo hasta el sistema receptor de agua. Estos modelos son herramientas altamente usadas para realizar la optimización cuantitativa y cualitativa de sistemas de drenaje urbano.

Los modelos de diseño emplean pequeños intervalos de tiempo (minutos) y cortos periodos de simulación (horas). Los requerimientos de datos pueden ser de moderados a muy extensos dependiendo del modelo empleado.

En su forma original SWMM fue un modelo de diseño, habiendo adquirido potencialidades adicionales a través de la inclusión del bloque EXTRAN, que es probablemente el programa más sofisticado y disponible para realizar análisis detallados de sistemas de alcantarillado.

2.5.2.12.5 MODELOS DE OPERACIÓN

Estos modelos son usados para tomar decisiones de control durante una tormenta.

La precipitación es ingresada desde estaciones y el modelo es usado para predecir respuestas del sistema en un periodo a corto plazo. Varias opciones de control pueden ser luego proyectadas como: sistemas de almacenamiento, aliviaderos, etc.

2.5.2.13 MODELADO MATEMÁTICO EN HIDRÁULICA GENERALIDADES

La modelación matemática consiste en la formulación y resolución numérica de las ecuaciones que representan los fenómenos físicos esenciales de un problema y requiere el empleo de ecuaciones diferenciales con derivadas parciales (espacio y tiempo).

El proceso de resolución del problema a través de un modelo requiere de tres etapas relacionadas:

- La primera etapa es la fase de modelación. Allí se plantea el problema en el modelo considerando los fenómenos físicos relevantes, la geometría y las condiciones de borde.
- La segunda etapa es la solución del problema en el modelo.
- La tercera etapa es la interpretación de los resultados obtenidos.

Para evaluar la calidad del modelo en cuanto a su grado de representatividad respecto de la realidad, es necesario la calibración del mismo en la que los coeficientes existentes en el modelo son evaluados de forma de ajustar los resultados del modelo a medidas efectuadas; y la verificación del modelo que implica la comparación de resultados con datos que no hayan sido usados en la calibración.

Una vez definidos los objetivos a alcanzar con la modelación, deben analizarse las principales características físicas del sistema de modo que se pueda lograr una modelación adecuada.

La modelación más simple es aquella que considera una descripción unidimensional del flujo (1-D), sólo se consideran el tiempo y una dimensión espacial como variables independientes, utilizándose expresiones promedio en la sección para las demás variables. Una descripción bidimensional horizontal (2-D) es necesaria cuando se requiere conocer la distribución a lo ancho del flujo (por ejemplo cuando se requiere conocer la velocidad cerca de los taludes de la planicie de inundación para diseñar medidas de protección de los márgenes). Una descripción tridimensional (3-D) dependiente del tiempo parece necesaria sólo en situaciones donde la distribución hidrostática de presiones no está presente.

2.5.2.13.1 MODELADO UNIDIMENSIONAL:

FLUJO UNIDIMENSIONAL NO ESTACIONARIO GRADUALMENTE VARIADO ECUACIONES DE SAINT-VENANT

En los métodos empleados en hidráulica se utilizan las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento para calcular las características del flujo. Este par de ecuaciones conforman las así llamadas ecuaciones de Saint-Venant, que considera las siguientes hipótesis:

- Flujo unidimensional, tirante y velocidad varían solamente en la dimensión considerada.
- Las aceleraciones verticales se desprecian, lo que equivale a decir que la distribución de presiones a lo largo de la vertical es hidrostática.
- Fondo fijo y de pendiente pequeña, de forma que las pérdidas por fricción en el flujo no permanente son esencialmente iguales a las del flujo permanente; por lo que, la ecuación de Manning pueden usarse para calcular los efectos friccionantes. El fluido es incompresible y tiene una densidad constante.

El sistema de ecuaciones de Saint Venant constituye un sistema de ecuaciones diferenciales de derivadas parciales no lineales de tipo hiperbólico, cuya resolución numérica es utilizando los métodos de diferencias finitas. Una expresión típica de este sistema es:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{Ecuación de Continuidad}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \left[\frac{\delta h}{\delta x} + S_f - S_o \right] = 0 \quad \text{Ecuación de cantidad de Movimiento}$$

Donde:

- Q : Caudal
- A : Área de la sección de flujo
- H : Profundidad de flujo
- Q : Ingreso lateral de caudal
- A : Coeficiente de distribución de la cantidad de movimiento
- G : Aceleración gravitacional
- Sf : Pendiente de la línea de energía

So : Pendiente del fondo

De acuerdo a los términos que considere la ecuación de cantidad de movimiento, se puede clasificar en los siguientes modelos de onda:

Modelo de Onda Inercial, donde se consideran únicamente las fuerzas de inercia y de presión en la ecuación de movimiento.

Modelo de Onda Cinemática, donde se desprecia los términos de la inercia y el gradiente de presión, en comparación con los de fricción y gravedad, es decir, el caudal es sólo función del calado

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$S_f = S_o$$

Modelo de Onda difusiva, donde se desprecia en la ecuación de movimiento el término aceleración inercial, pero tomando en cuenta los de gravedad, fricción y gradiente de presión.

Modelo de Onda Dinámica, que es el más general para el tránsito de crecidas, porque considera las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento completas.

2.5.2.13.2 SOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT-VENANT

2.5.2.13.2.1 MÉTODOS DE SOLUCIÓN

Las ecuaciones de Saint-Venant sólo tienen solución analítica en algunos casos simples.

Por tratarse de ecuaciones diferenciales parciales en general deben resolverse por métodos numéricos, distinguiéndose los métodos directos y el de las características. En los primeros se emplean las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento escritas en su forma diferencial, mientras que en el de las características estas ecuaciones se transforman a una forma del tipo de ecuaciones características y se resuelven analíticamente.

Para resolver las ecuaciones diferenciales parciales, se utilizan distintos modelos numéricos que las transforman en ecuaciones de diferencias finitas, que pueden ser lineales o no lineales.

El método numérico puede ser implícito o explícito, cuya diferencia fundamental está en que en este último las incógnitas se obtienen secuencialmente en el espacio para un mismo tiempo, mientras que en el primero estos se determinan simultáneamente en el mismo tiempo.

Los métodos numéricos a emplear deberán ser convergentes, es decir consistentes y estables a la vez.

Un modelo es consistente cuando al tender a cero el intervalo de espacio y el intervalo de tiempo, las ecuaciones en diferencias algebraicas dan los mismos resultados que las ecuaciones diferenciales, es estable si las soluciones obtenidas al hacer variar los parámetros que emplea el modelo permanecen acotadas.

El método explícito es en general inestable, por lo que tanto el intervalo de espacio (Δx) como el intervalo de tiempo (Δt) deben cumplir ciertas condiciones para garantizar la convergencia.

El método implícito es estable, permitiendo mayores intervalos de espacio y tiempo.

2.5.2.13.2.2 MÉTODO EXPLÍCITO

El método explícito más simple determina las derivadas en el plano i en el instante $j + 1$ en término de los valores conocidos en el instante anterior en los puntos $i - 1$, e $i + 1$.

Las derivadas de tiempo se evalúan como:

$$\frac{\partial u_i^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_i^{j+1} - u_i^j}{\Delta t}$$

Y las derivadas de espacio:

$$\frac{\partial u_i^j}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^j - u_{i-1}^j}{2\Delta x}$$

es decir, se usa la diferencia hacia adelante para las derivadas de tiempo y la diferencia centrada para las de espacio.

Esta discretización introduce errores, que no deben amplificarse al pasar de un intervalo de tiempo a otro para que el esquema sea estable. Esta estabilidad numérica depende de la razón entre los lados de la malla en el plano $x - t$, es decir $\Delta t / \Delta x$.

Una condición necesaria pero no suficiente para la estabilidad en el método explícito es la denominada Condición de Courant. En el caso de la onda cinemática, ésta es:

$$\Delta t_i \leq \frac{\Delta x_i}{c_k}$$

Donde c_k es la velocidad de la onda cinemática.

Para la onda dinámica c_k , se reemplaza por $V + c_k$.

Esta condición indica que el intervalo temporal Δt debe ser menor que el tiempo que demora la onda en recorrer la distancia Δx .

En el método explícito es conveniente que el intervalo Δx_i sea fijo y se mantenga a través del tiempo, mientras que el intervalo Δt sea determinado en cada paso de tiempo j , evaluando la condición de Courant en cada punto i y eligiendo el menor Δt_i intervalo. Como esta condición no asegura la estabilidad, es recomendable reducir dicho valor en un porcentaje predeterminado

2.5.2.13.2.3 MÉTODO IMPLÍCITO

En este método tanto las derivadas de tiempo y espacio se expresan en función de la variable en el intervalo siguiente. Así por ejemplo, en el punto $i+1$ se puede operar de modo que:

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta x}$$

y

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta t}$$

2.5.2.13.3 PASOS PARA LA CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE UN MODELO MATEMÁTICO

Se tienen los siguientes pasos:

- Modelación de las condiciones hidráulicas y geométricas del sistema.
- Obtención de parámetros externos necesarios para la modelación del sistema, calibración, verificación del modelo y operación del mismo.
- Calibración del modelo.
- Verificación del modelo.
- Operación del modelo.

Para la resolución numérica de un sistema de ecuaciones diferenciales es necesario disponer de datos iniciales de caudal y tirante, conocidos como condiciones iniciales y de borde. Las condiciones iniciales son $:(Q(x, 0); h(x, 0))$.

Las condiciones de borde son: $(Q(0, t); h(0, t); Q(L, t); h(L, t))$ siendo L el valor máximo de la variable espacial.

Además, en el sistema se debe cumplir la ecuación de continuidad:

$\sum Q_i = 0$ $i = 1, 2, 3, \dots, n$ siendo i cada uno de los conductos que llegan o salen del nudo.

2.5.2.13.4 PARÁMETROS DE UN MODELO MATEMÁTICO

Existen dos tipos de parámetros: internos y externos.

Los parámetros internos son usados en la formulación matemática propia del problema y la resolución numérica de las ecuaciones planteadas

Los parámetros externos son los referidos a las características físicas del sistema que se modela.

De los parámetros internos, el de mayor relevancia es el intervalo de tiempo Δt . Dicho intervalo de tiempo debe ser tal que permita una adecuada representación de los fenómenos hidráulicos a simular y estar en relación con la información y condiciones de borde existentes.

De los parámetros externos, el de mayor relevancia es el coeficiente de rugosidad. Su determinación precisa requiere por un lado un gran conocimiento de las zonas en estudio y las características del terreno, vegetación, tipo de material del conducto. Es así que la calibración de todo modelo hidráulico de este tipo pasa necesaria y fundamentalmente por el ajuste de este parámetro.

2.5.2.13.5 CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS

2.5.2.13.5.1 INTRODUCCIÓN

De acuerdo a la ponencia presentada en [23], los modelos matemáticos se pueden clasificar según:

- Dimensionalidad,
- Método de cálculo,
- Régimen de flujo,
- Variación en el tiempo,
- Contorno del cauce.

2.5.2.13.5.2 DIMENSIONALIDAD

Los modelos unidimensionales asumen que una de las dimensiones prevalece sobre las otras dos, esta dimensión es la

longitudinal a lo largo del eje del conducto, se asume por defecto que el flujo es perpendicular a la sección transversal.

Los modelos bidimensionales consideran las variaciones en el plano horizontal. Las variaciones de la velocidad u otra magnitud en la dirección vertical se desprecian. Estos modelos son especialmente útiles en flujos muy extendidos (como estuarios, lagos, etc.) donde la variación vertical de velocidad es pequeña.

Los modelos tridimensionales representan el estado más avanzado de la modelación, estos modelos pueden calcular las tres componentes espaciales de la velocidad.

2.5.2.13.5.3 MÉTODO DE CÁLCULO

El fluido se divide en elementos discretos de tamaño finito a nivel de secciones transversales.

Los métodos matemáticos más usados son: el de elementos finitos y el de diferencias finitas. Estos métodos discretizan el medio en el que tiene lugar el fenómeno generando redes triangulares en el primer método y rectangulares en el segundo.

En estos métodos se sustituyen las diferenciales parciales que describen el fenómeno en estudio por diferencias algebraicas, proporcionando valores buscados (tirante, velocidad, etc.) en los puntos de la malla empleando métodos explícitos o implícitos. Los valores en cualquier otro punto pueden ser aproximados mediante interpolación.

2.5.2.13.5.4 REGÍMENES DE FLUJO

El flujo subcrítico es simple y muchos programas pueden modelarlo. El flujo supercrítico es más complejo por la posibilidad de que se formen ondas de choque o resaltos hidráulicos en los

cambios a flujo subcrítico, lo que da lugar a un flujo rápidamente variado de difícil modelación.

2.5.2.13.5.5 VARIACIÓN EN EL TIEMPO

En el flujo permanente se asume que todas las magnitudes hidráulicas son constantes en el tiempo. Esta es la opción por defecto de todos los modelos numéricos. En el flujo no permanente las magnitudes como tirantes o velocidades en un punto pueden cambiar con el tiempo.

2.5.2.13.5.6 CONTORNO DEL CAUCE

Se puede tener lecho indeformable o lecho móvil. El lecho indeformable es válido para estructuras artificiales, mientras que el lecho móvil es válido para ríos, en donde se producen erosiones y sedimentaciones.

2.5.2.14 MODELOS DE OPTIMIZACIÓN PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

El proceso de optimización de un sistema de alcantarillado consiste en obtener los valores de diámetro y pendientes de los conductos, dados los caudales de diseño, la topografía del terreno y requisitos a cumplir (velocidades máximas, mínimas, rellenos, etc.); que hacen que el sistema de alcantarillado sea el de mínimo costo.

Los modelos de simulación no hacen uso de métodos analíticos de optimización, al ser empleados para el diseño de sistemas de alcantarillado, éste es efectuado de manera aproximada mediante iteraciones, hasta ajustar lo mejor posible a los caudales de diseño, requisitos y condiciones dadas.

En este trabajo de tesis se ha usado un modelo de optimización que aplica la Programación Dinámica. Una descripción detallada del algoritmo de optimización se encuentra en [4].

2.5.2.15 MODELOS DE SIMULACIÓN PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

2.5.2.15.1 AUTODESK STORM AND SANITARY ANALISYS (SSA)

Autodesk® Storm and Sanitary Analysis es una completa aplicación para realizar análisis hidrológicos e hidráulicos. Ayuda a planificar y diseñar sistemas de desagüe urbanos, alcantarillado para aguas pluviales (sistemas de drenaje de carreteras incluidos) y sistemas de saneamiento.

Autodesk Storm and Sanitary Analysis integra el análisis de aguas pluviales y aguas residuales durante la planificación y el diseño. De este modo, contribuye a mejorar la productividad general del proyecto y a incrementar la capacidad de ingeniería

El Autodesk Storm and Sanitary Analysis ("SSA"), se usa para el análisis de redes de aguas pluviales. El enfoque principal estará en modelar datos de red dentro de SSA. Un modelo de aguas pluviales puede crearse desde cero dentro de SSA o importarse de varias fuentes, como AutoCAD Civil 3D, AutoCAD Map 3D o datos SIG.

SSA permite a los usuarios modelar redes de aguas pluviales utilizando diversos métodos computacionales hidrológicos e hidráulicos; También se puede utilizar para modelar redes de alcantarillado sanitario.

En primer lugar, hay algunas formas de iniciar SSA:

1. Atajo de Autodesk Storm and Sanitary Analysis en el escritorio;
2. Comando StartSSA dentro de Civil 3D, que simplemente lanza SSA;
3. Comando EditInSSA dentro de Civil 3D: esto inicia SSA y transfiere datos de la red de tuberías

Asigne los métodos de enrutamiento hidráulico y de hidrología, así como la configuración predeterminada de los elementos que se utilizarán para el proyecto. A continuación se muestran algunos de los métodos disponibles.

Métodos hidrológicos

- EPA SWMM
- Rational
- Modified Rational
- Santa Barbara UH
- SCS TR-20
- SCS TR-55
- HEC-1
- UK Modified Rational

Time of Concentration methods

- Carter
- Eagleson
- FAA Harris County, TX
- Kirpich
- Papadakis-Kazan
- SCS TR-55
- User-Defined

Hydraulic Routing Methods

- Hydrodynamic
- Kinematic Wave
- Steady Flow

Opciones de análisis

- Asigne la configuración del paso de tiempo, así como las tormentas de diseño que se calcularán
- Periodos de tiempo y duración de la tormenta
- Selección de tormenta

- Rain Gage - Serie temporal de lluvia (utilizada para la mayoría de los métodos de hidrología)
- Curva IDF (utilizada para métodos racionales)

Modelado básico con elementos SSA

Elementos del proyecto

Ahora veamos algunos de los tipos de elementos que podemos modelar en Storm and Sanitary Analysis. El modelado del sistema en SSA se basa en nodo-enlace-nodo, por lo que los elementos de enlace se utilizan para conectar elementos nodales. Se pueden agregar muchos elementos al modelo utilizando la barra de herramientas

Elementos



Subcuencas

Las subcuencas se utilizan para modelar las áreas de drenaje para la escorrentía que fluye hacia el modelo de aguas pluviales. Más adelante veremos que los objetos de captación de Civil 3D se importarán como subcuencas. Los valores deben especificarse para el área de drenaje, el coeficiente de escorrentía (o el número de curva) y el tiempo de concentración.

Connect the subbasins to Inlet elements using the following:

Right-click on a Subbasin > Connect To > select the Inlet

Entradas

Las entradas de aguas pluviales pueden representar muchos tipos de entrada diferentes, incluidos los tipos genéricos FHWA, así como las entradas de proveedores específicos. Deberán seleccionarse las especificaciones para definir el tipo, el tamaño y la ubicación de la entrada, las elevaciones de la inversión y del borde, y las especificaciones de la canaleta de la carretera. Las entradas en pendiente (en oposición a una caída) requerirán que se especifiquen

enlaces de derivación para enrutar los flujos de exceso de capacidad más allá de la entrada.

Uniones



Las uniones se usan típicamente para modelar estructuras de alcantarillas. Pero SSA usa un modelo nodo-enlace-nodo, por lo que las uniones también se usan simplemente como puntos de cálculo entre enlaces. Por ejemplo, se requerirían uniones al comienzo y / o al final de las alcantarillas que tienen paredes de cabecera, secciones finales o simplemente tuberías abiertas sin una estructura real

Enlaces de Conductos



Los enlaces de conductos pueden modelar tuberías, alcantarillas, canales o conexiones directas entre nodos

Emisores



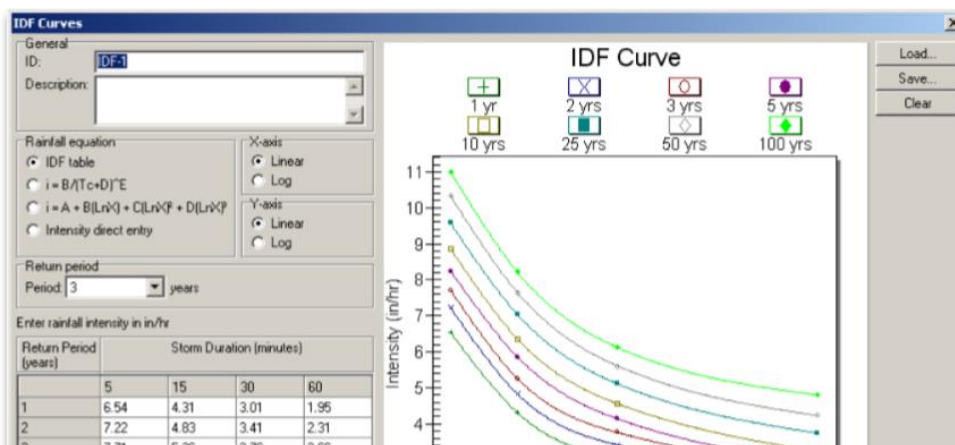
Un emisario es otro tipo de elemento de nodo que existe al final de una red

Lluvia

Los datos de lluvia deben especificarse para las subcuencas. Para los métodos Rational, el usuario establecerá las curvas IDF que se utilizarán. Todos los demás métodos de hidrología utilizarán un pluviómetro para asignar una serie temporal de precipitaciones.

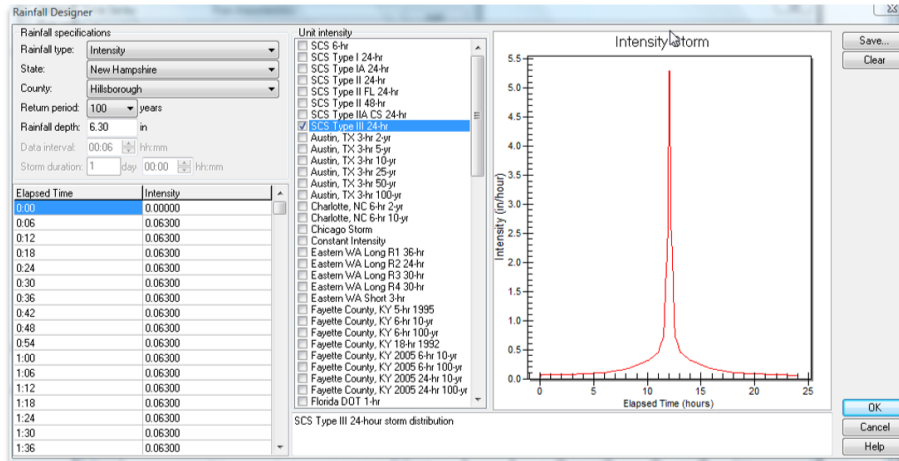
IDF

Ingrese los datos de la curva IDF basados en ecuaciones estándar, así como la entrada directa de una sola intensidad o una tabla de valores de intensidad



Rain Gage

Use el Diseñador de lluvia para asignar datos de lluvia estándar. Las profundidades de lluvia típicas están disponibles para cada condado en los Estados Unidos. También están disponibles muchas curvas de distribución de tormentas, incluidas las diversas curvas SCS



El Autodesk Storm and Sanitary Analysis ("SSA"), usa como uno de los modelos hidrológicos al Storm Water Management Model (SWMM).

El SWMM simula tormentas sobre la base de ingreso de precipitaciones (hietogramas) a sistemas de alcantarillado y presenta resultados en forma de valores cuantitativos y cualitativos.

Dado que el objetivo del estudio puede ser el detalle completo en tiempo y espacio, o efectos globales (como cantidad total de contaminante descargada durante una tormenta determinada), es esencial tener los resultados en series de tiempo como hidrogramas y gráficos de contaminación (concentración de contaminante vs. tiempo) y también resúmenes diarios, mensuales, anuales y totales disponibles para su revisión.

En términos simples SWMM está compuesto por bloques como los siguientes:

1) Fuente de Datos:

El bloque RUNOFF genera escorrentía superficial y subsuperficial basado en hietogramas de precipitación, condiciones previas, uso de suelo y topografía. El flujo base puede ser generado usando el Bloque TRANSPORT.

2) Cuerpo Central:

Lo constituyen los bloques RUNOFF, TRANSPORT y EXTRAN, simula flujos y compuestos contaminantes a través del sistema de alcantarillado.

3) Dispositivos de tratamiento:

Lo constituyen los bloques STORAGE/TREATMENT que caracterizan los efectos de los dispositivos de control de flujo y calidad.

2.5.2.15.2 ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE FLUJO

La ecuación diferencial básica para el cálculo de flujo en alcantarillados proviene de la ecuación de flujo gradualmente variado, unidimensional, no permanente para canales abiertos, conocida como ecuación de Saint-Venant.

En Extran, la ecuación de cantidad de movimiento es combinada con la ecuación de continuidad para producir una ecuación a ser resuelta en cada conducto en cada intervalo de tiempo [19].

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

Donde:

- Q Caudal en el conducto
- V Velocidad de flujo en el conducto
- A Área transversal de flujo

H Carga hidráulica

S_f Pendiente de fricción.

La ecuación de Manning define:

$$S_f = \frac{k}{gAR^{4/3}} Q|V|$$

$$k = g \left(\frac{n}{1.49} \right)^2$$

Para el Sistema de Unidades U.S.A

$$k = g n^2$$

para el Sistema Internacional

n

Coefficiente de rugosidad de Manning

g

Aceleración debido a la gravedad R Radio hidráulico.

El uso del valor absoluto en el término de la velocidad hace a S_f una cantidad direccional y asegura que la fuerza de fricción siempre se oponga al flujo.

Substituyendo en la ecuación (1) y expresando en forma de diferencias finitas:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{\bar{R}^3} |V_t| Q_{t+\Delta t} + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}^2 \left[\frac{A_2 - A_1}{L} \right] \Delta t - g\bar{A} \left[\frac{H_2 - H_1}{L} \right] \Delta t$$

Δt intervalo de tiempo

L Longitud del conducto

Resolviendo la ecuación para $Q_{t+\Delta t}$

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{\bar{R}^3} |V_t|} \left[Q_t + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}^2 \left[\frac{A_2 - A_1}{L} \right] \Delta t - g\bar{A} \left[\frac{H_2 - H_1}{L} \right] \Delta t \right]$$

$\bar{V}, \bar{A}, \bar{R}$ son los promedios en los extremos del conducto en el tiempo,

$\left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t$ es evaluada para el intervalo anterior

Las incógnitas básicas son: Q_t, H_2, H_1 .

Las variables [V A R] pueden ser referidas a Q y H, por lo tanto, se requiere otra ecuación que relacione Q y H, la que puede ser obtenida de la ecuación de continuidad en cada nudo:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q_t}{A_{St}}$$

O en forma de diferencias finitas:

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

Donde:

A_{St} Área de la superficie del nudo

2.5.2.15.3 SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE FLUJO POR EL MÉTODO DE EULER MODIFICADO

Las ecuaciones a resolver son:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{4} |V_t|} \left[Q_t + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}^2 \left[\frac{A_2 - A_1}{L} \right] \Delta t - g\bar{A} \left[\frac{H_2 - H_1}{L} \right] \Delta t \right]$$

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

Cálculos a mitad del intervalo de tiempo en el nudo j :

$$H_j \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = H_j(t) + \frac{\Delta t}{2(A_{St}(t))} \left\{ \frac{1}{2} \sum [Q(t) + Q \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right)] + \sum [Q \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right)] \right\}$$

Conductos, escorrentía estaciones de bombeo, bifurcación,
 reboses

Cálculos al total del intervalo de tiempo en el nudo j :

$$H_j(t + \Delta t) = H_j(t) + \frac{\Delta t}{A_{St}(t)} \left\{ \frac{1}{2} \sum [Q(t) + Q(t + \Delta t)] + \sum [Q(t + \Delta t)] \right\}$$

La secuencia total de cálculo de caudal y carga hidráulica puede ser resumida como [19]:

1. Cómputo del caudal en $t + \Delta t/2$, en todos los conductos, basados en los valores de carga hidráulica en t de sus nudos extremos.

2. Cómputo del caudal de ingreso o salida en nudos con reboses, orificios, estaciones de bombeo, en $t + \Delta t/2$, basado en los valores de carga hidráulica en t .
3. Cómputo de la carga hidráulica en todos los nudos en $t + \Delta t/2$ basada en los promedios de los valores de caudal a t y $t + \Delta t/2$ en los conductos y los caudales de ingreso o salida en nudos con reboses, orificios, estaciones de bombeo, en $t + \Delta t/2$.
4. Se calcula el caudal a $t + \Delta t$ en todos los conductos basado en la carga hidráulica en $t + \Delta t/2$ de sus nudos extremos.
5. Computar el ingreso o salida de caudal en nudos con reboses, orificios y estaciones de bombeo, en $t + \Delta t$, basado en los valores de carga hidráulica en $t + \Delta t/2$.
6. Cómputo de la altura de carga hidráulica en $t + \Delta t$ en los nudos basado en los promedios de los valores de caudal en $t + \Delta t$ y t , y los caudales de ingreso o salida en nudos con reboses, orificios y estaciones de bombeo en $t + \Delta t$.

En diseño de canales, los conductos cortos pueden ser incrementados en longitud mediante el uso de tuberías equivalentes. Para estimar el intervalo de tiempo a emplear, se calcula, para canales abiertos anchos o tuberías circulares:

$$\Delta t_c = \frac{L}{(gD)^{1/2}} \quad (1)$$

O, en general para canales abiertos:

$$\Delta t_c = \frac{L}{\left(g \frac{A}{T}\right)^{1/2}} \quad (2)$$

- Δt_c Tiempo para que una onda superficial viaje de un extremo al otro extremo de un conducto a otro, en segundos (s)
- L Longitud del conducto, en pies o metros
- g Aceleración de la gravedad, igual a 32.2 pie/s² ó 9.8 m/ s²
- D Diámetro o profundidad, en pie o m

- A Área de la sección transversal, en pie² o m²
- T Ancho superior a flujo lleno, en pie o m.

En esta ecuación el uso del diámetro de la tubería para calcular la velocidad de flujo crítico en el denominador corresponde a una de altura del 85% del diámetro. Los intervalos de tiempo pueden usualmente exceder Δt_c en un factor de 1.5 a 2.0 para unos pocos conductos. Para la mayoría de problemas, las longitudes de los conductos pueden ser tal que intervalos de tiempo de 15 a 30 s sean adecuados. Ocasionalmente, un intervalo de tiempo de 5 a 10 segundos puede ser requerido. Intervalos de tiempo de 60 a 90 segundos no deberán ser excedidos ni aún en sistemas con canales abiertos largos donde el criterio de la velocidad no es violado con un intervalo de tiempo grande.

2.6 Hipótesis

Hi: La Propuesta de un diseño hidráulico incrementa la evacuación pluvial en el jirón Putumayo de la cuadra 15 a 18, Iquitos – 2019.

Ho: La Propuesta de un diseño hidráulico no incrementa la evacuación pluvial en el jirón Putumayo de la cuadra 15 a 18, Iquitos – 2019.

2.7 Variables, indicadores e índices

LA VARIABLE INDEPENDIENTE (X):

$V_i = V_1$

Propuesta de un DISEÑO HIDRÁULICO:

LA VARIABLE DEPENDIENTE (Y):

$V_d = V_2$

EVACUACIÓN PLUVIAL:

2.8 Materiales y métodos

i. Tipo y diseño de investigación

Según Rebeca Landeau, se tiene:

- a. Según la finalidad: Es Investigación tecnológica, porque, resuelve problemas prácticos de la vida cotidiana.
- b. Según su Carácter: Es Investigación No experimental, porque realiza no manipulación activa y control sistemático de variables para controlar los fenómenos y estudiar las relaciones de causalidad. (Landeau, 2007)

El diseño de investigación constituye el plan y la estructura de la investigación, y se concibe de determinada manera para obtener respuestas a las preguntas de investigación. El plan es el esquema o programa general de la investigación; incluye un bosquejo de lo que el investigador hará, desde formular las hipótesis y sus implicaciones operacionales hasta el análisis final de los datos. La estructura de la investigación resulta más difícil de explicar, ya que el término estructura presenta dificultad para ser definido claramente y sin ambigüedades. (Kerlinger, 2002)

El diseño de esta investigación es No experimental descriptivo

ii. Población y muestra

1. Población

Según Hernández, se denomina población, a la totalidad de individuos a quienes se generalizarán los resultados del estudio, que se encuentran delimitados por características comunes y que son precisados en el espacio y tiempo. Para lograr dicho propósito, se puede acudir a fórmulas estadísticas siempre que sea de tipo Probabilístico; pero si los grupos ya están definidos es de tipo No probabilístico. (Hernández Sampieri, Fernández Collado, & Baptista Lucio, 2010)

2. Muestra

La muestra será el tramo del jirón Putumayo de la cuadra 15 a la 18, Iquitos, comprendido entre las avenidas Manco Capac con la avenida Alfonso Navarro Cauper, del distrito de Iquitos, Maynas, Loreto.

iii. Técnica, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

1. Técnicas

Las técnicas a utilizar en la presente investigación, están referidas a la observación, que consiste en captar directamente lo que está ocurriendo con el evento. El investigador debe ser testigo de la ocurrencia del evento y percibirlo a través de los sentidos. Al realizar los diseños de especímenes el investigador estará presente.

Según las técnicas a usar, se escogerá como instrumentos a la guía de observación y el registro anecdótico.

v. Procesamiento de la información

De acuerdo con Hernández Sampieri, Fernández Collado, & Baptista Lucio (2010), el procesamiento de la información consiste en procesar los datos (dispersos, desordenados, individuales) obtenidos de la población objeto de estudio durante el trabajo de campo, y tiene como fin generar resultados (datos agrupados y ordenados), a partir de los cuales se realizará el análisis según los objetivos de hipótesis de la investigación realizada.

En el procesamiento de datos debe mencionarse las herramientas estadísticas a utilizarse.

Se debe decidir qué tipo de análisis de los datos se llevará a cabo: cuantitativo, cualitativo o mixto. En el presente caso se tiene una investigación cuantitativa, se utilizarán pruebas estadísticas apropiadas para analizar los datos, dependiendo de las hipótesis formuladas y de los niveles de medición de las variables. Con los resultados de cada grupo de muestras se utilizará el método comparativo.

10. INGENIERÍA DEL PROYECTO

5.3 Análisis del Ámbito del Proyecto

5.3.1 Diagnóstico del Estado del sistema de drenaje pluvial

El problema de las inundaciones y anegados debido a las precipitaciones de los últimos años se ha convertido en una cuestión relevante que afecta seriamente los bienes de capital, el tráfico de vehículos, etc, en la ciudad de Iquitos.

El proyecto denominado **“Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Drenaje Pluvial de la ciudad de Iquitos”** código SNIP N° 227315, ha considerado como uno de sus sectores principales la calle Putumayo, ubicado al norte-oeste de la ciudad de Iquitos.

El proyecto a desarrollar como parte de esta Tesis, comprende las cuadras 15 al 18 de la calle Putumayo, es decir desde la Av. Navarro Cauper hasta la calle Santa Rosa; tiene una dirección de Oeste a Este, en su totalidad, desemboca en el AD-15-Bz 87, ubicado en la intersección de las calles Sargento Lores con la calle Las Magnolias, que aporta a la cuenca AD-14.



Actualmente, el sistema de drenaje pluvial de las cuadras 15 al 18 de la calle Putumayo, está conformado por un sistema de Alcantarillado Mixto, que tiene problemas de arenamiento debido a una falta de mantenimiento.

Actualmente, las tuberías y los canales de mortero construidos que conducen las aguas pluviales en esta zona de la ciudad de Iquitos, está conformado por un sistema mixto, y desagüen en el río Nanay, a través de sus emisores. Además de estos canales tributarios existen conexiones clandestinas de aguas residuales de viviendas donde la “EPS SEDALORETO S.A.” no les ha instalado servicios de saneamiento.

Esto implica realizar un amplio estudio para determinar la forma de resolver los problemas y si se da el caso plantear una reconstrucción de los canales y tuberías existentes para optimizar el funcionamiento del sistema de drenaje actual.

5.3.2 Factores que Condicionan el Funcionamiento del Drenaje Pluvial

Hace falta una nueva visión de gestión avanzada de sistemas de saneamiento que incida en la elaboración de nuevos Planes Directores de Saneamiento que hagan necesario un conocimiento profundo de la red mediante el modelamiento y la interpretación de resultados.

Es necesario un análisis más amplio del problema global, contemplando el ciclo del agua en todo su conjunto y teniendo en cuenta todos los aspectos asociados a la hora de planificar las soluciones que se deben adoptar para la gestión integral de las aguas de lluvia. Todo esto contribuirá a la generación de unos espacios urbanos, y por tanto ciudades mucho más sostenibles a largo plazo. Cualquier consideración a nivel de planeamiento que evite que se produzcan los problemas asociados a la escorrentía superficial.

La planificación urbana de la ciudad de Iquitos, debe enfocarse en un diseño multidisciplinario, en la que deben intervenir disciplinas como la hidrología, hidráulica, geotecnia, cálculo de estructuras, impacto ambiental, paisajismo, urbanismo, etc. Asimismo, debe involucrar a todos los agentes implicados en el

proceso, desde las etapas previas de planeamiento hasta el uso y explotación de las infraestructuras. Si bien son muchas las disciplinas a tener en cuenta, la hidrología y la hidráulica pueden considerarse las más importantes de cara al correcto dimensionamiento de las infraestructuras. La lluvia es el origen del proceso, por lo que su caracterización es fundamental para abordar con éxito el problema.

Respecto al diseño de la infraestructura de drenaje de lluvia, la ciudad de Iquitos carece de instrumentación que nos permita la recolección instantánea de las precipitaciones de lluvia, que se suceden frecuentemente.

5.3.3 Problemática del Estado Situacional de Iquitos

En el desarrollo de las infraestructuras de drenaje y saneamiento de una ciudad suelen evaluarse varias fases. En primer lugar, se tiende a proyectar las redes y controlar las aguas residuales; posteriormente, a encauzar las escorrentías producidas por las aguas de tormenta tendiendo a limitar el riesgo de sufrir inundaciones. Esto da lugar a los sistemas convencionales de saneamiento y drenaje en las ciudades, basados en colectores cuyo objetivo es evacuar lo antes posible las escorrentías generadas en tiempo de lluvia hacia el medio receptor. Resueltos estos problemas aparece otro, el de la calidad de las escorrentías urbanas en tiempo de lluvia y el impacto que sus vertidos generan en el medio receptor. En efecto, hoy en día se es plenamente consciente de que las aguas de lluvia, lejos de ser aguas limpias, son una fuente significativa de contaminación.

Iquitos presenta problemas urbanísticos que han generado todo el desorden actual. En ese sentido, cabe mencionar los problemas relevantes que se pueden identificar:

- Ante la falta de pavimento estructural en algunas calles del centro de la ciudad y las zonas periféricas, la única solución que dan la MPM o el Gobierno Regional es el relleno con material de préstamo de las calles cada año. Como consecuencia de esto el nivel de rasante de las calles está por encima de las veredas (Figura 12).
- Los buzones de desagüe tienen cotas por debajo del nivel de las pistas, por lo que el agua pluvial queda estancada por varios días.

- Los proyectos de pistas y veredas que se ejecutan no cuentan con planes de mantenimiento y operación, se deterioran a consecuencia de los drenajes mal diseñados, de los aniegos e inundaciones de las calles y a los pocos años de servicio quedan destrozadas e inservibles que dificultan el tránsito de vehículos.
- La mayoría de viviendas en Iquitos usan pozos subterráneos como fuente de agua alternativa, porque el suministro de agua es pésimo.
- Todas las zonas periféricas que no cuentan con servicio de desagüe optan por construir letrinas en las huertas de sus casas.

5.3.4 Condiciones para el Funcionamiento Óptimo del Drenaje Pluvial

La Norma GH.010 del RNE, respecto a las habilitaciones urbanas, indica que estas deben contar con componentes estructurales urbanos (aceras, pavimentos, obras especiales, etc.), obras de saneamiento, obras de suministro de energía y comunicaciones.

La Norma OS.060 del RNE, en su ítem 4.6, establece que toda nueva habilitación urbana ubicada en localidades en donde se produzcan precipitaciones frecuentes con lluvias iguales o mayores a 10 mm en 24 horas, deberá contar en forma obligatoria con un sistema de alcantarillado pluvial.

Los Sistemas de Drenaje Urbano se encuentran dentro de las nuevas estrategias empleadas para mejorar el funcionamiento y desarrollo urbano sostenible de las ciudades. El crecimiento urbanístico desaforado ha generado un aumento de las superficies impermeables en el entorno de las urbes, lo cual genera y acrecienta los problemas relacionados con el drenaje y la gestión del agua pluvial.

El drenaje urbano tiene por objetivo el manejo racional del agua de lluvia en las ciudades para evitar daños en las edificaciones y obras públicas (pavimentos, redes de agua, redes eléctricas, etc.), así como la acumulación del agua que pueda constituir focos de contaminación y/o transmisión de enfermedades.

La Norma OS.060 del RNE, en su ítem 4.2, establece que en todo proyecto de drenaje urbano se debe ejecutar sin carácter limitativo los estudios de:

- a) Topografía
- b) Hidrología
- c) Suelos
- d) Hidráulica
- e) Impacto Ambiental
- f) Compatibilidad de uso
- g) Evaluación económica de operación y mantenimiento

Para el funcionamiento óptimo de drenaje de aguas pluviales en la ciudad de Iquitos es requisito fundamental cumplir con lo siguiente:

- Reorganizar las áreas urbanas que han crecido indiscriminadamente sin cumplir con el Plan de Desarrollo Urbano, y que actualmente están consideradas como áreas de emergencia y algunas deben ser reubicadas.
- Suministrar de servicios básicos de saneamiento de acuerdo a lo establecido en el Plan Director vigente (**PLAN MAESTRO OPTIMIZADO SEDA LORETO S.A.**, diciembre del 2021, periodo de vigencia: 2008-2021). El sistema actual ha colapsado debido al incremento de usuarios y el diseño actual ya no satisface a los nuevos usuarios.
- Construir y mejorar las vías urbanas para una gestión óptima de aguas pluviales.

El mantenimiento es responsabilidad de las autoridades competentes invirtiendo el dinero necesario para esta tarea cada año, para llevar a cabo las labores de mantenimiento propiamente dichas, como campañas de concienciación de la ciudadanía que sirvan de medidas preventivas.

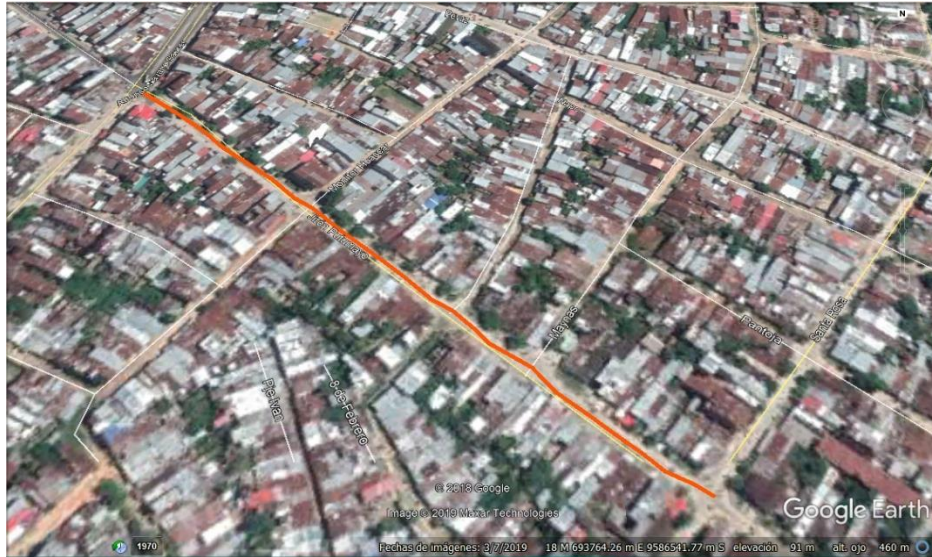


Grafico N° 1. Vista de la calle Putumayo Cuadras 15 al 18

5.3.5 Estudio Hidrológico

Como sustento técnico lo desarrollado en análisis de información del expediente técnico en mención, una variable básica en la determinación de las máximas avenidas lo constituye la determinación de la Intensidad Máxima a partir de las precipitaciones máximas de 24 horas para periodos de retornos determinados. Según la norma OS.060 el sistema mayor de drenaje será diseñado para un tiempo de retorno de 25 años y el drenaje menor entre 2 y 10 años.

De igual forma considerando la información topográfica, en la delimitación de las áreas de drenaje pluvial, se ha tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Con referencia a la norma OS.060, se establece el periodo de retorno (TR) de un sistema de drenaje urbano mayor y menor, aun considerando esta norma, el expediente técnico toma como TR 10 años.
2. Tomando como documento normativo de respaldo: Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma OS.060, DRENAJE PLUVIAL URBANO). Se define como sistema de drenaje urbano mayor: Sistema de drenaje pluvial que evacua caudales que se presentan con poca frecuencia y que además de utilizar el sistema de drenaje menor (alcantarillado pluvial) utiliza las pistas delimitadas por los sardineles de las veredas como

canales de evacuación. Dado esta definición y considerando las características del sistema de drenaje de la ciudad de Iquitos este cumple con requerido para denominarlo sistema de drenaje urbano mayor.

3. Se utilizó los datos proporcionados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) – Loreto, los cuales han sido puestos a prueba en el análisis de frecuencia de datos en diferentes métodos tales como: Gumbel, Log Normal, Log Normal Tres Parámetros y Log Pearson Tipo III; mencionados en el estudio hidrológico, considerando que el método Gumbel es el que mayor se ajusta. Sin considerar métodos más adecuados como el Log Normal Dos Parámetros y Gamma Dos Parámetros los cuales no pueden ser omitidos en este tipo de estudios.

5.4 Estudios Básicos de Ingeniería

5.4.1 Generalidades

Los estudios básicos de Ingeniería, fueron tomados del estudio de Factibilidad del proyecto “**Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Drenaje Pluvial de la ciudad de Iquitos**”, y tienen como finalidad generar información detallada y necesaria para poder realizar el diseño de la red de drenaje pluvial de la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18.

La ciudad de Iquitos tiene características topográficas especiales debido a su pendiente que es mínima, en promedio de $S=0.001$ en la mayor parte de la ciudad.

5.4.1.1 Ubicación Geográfica

El área en la que está enmarcado los estudios pertinentes abarca esencialmente toda la zona urbana de la ciudad de Iquitos y zonas circundantes.

Políticamente está ubicado en:

Distrito : Iquitos

Provincia : Maynas

Departamento: Loreto

Geográficamente tiene un centro determinado por las coordenadas geográficas siguientes:

Este : 693297.690m

Norte : 9586731.719m

Altitud : 100 msnm

Altimétricamente está ubicado entre los 90.0 msnm al 110 msnm que queda en la zona céntrica de la ciudad de Iquitos.

5.4.1.2 Reconocimiento de Campo

Contando con la información topográfica existente, se hizo un recorrido general del área del proyecto, donde se hizo el reconocimiento de las vías por donde se van a instalar las redes de drenaje.

- Se realizó un recorrido por la infraestructura de drenaje mixto existentes.
- Se ubicó los BMs geodésicos existentes en la ciudad.

5.4.2 Delimitación y Descripción del Área de Estudio

El área de estudio del proyecto está ubicada en el área de Drenaje 15, la cual se ubica dentro del distrito de Iquitos. A continuación, se describe la ubicación de las zonas:

5.4.3 Estudios Hidrológicos

5.4.3.1 Objetivo del Estudio

El objetivo principal del trabajo consiste en la determinación de los parámetros hidrológicos y definir los lineamientos para el estudio hidrológico del área del proyecto denominado **“Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Drenaje Pluvial de la ciudad de Iquitos”**.

5.4.3.2 Recopilación de Información

Para los trabajos de Hidrología se ha tomado en cuenta la siguiente información:

- Plano Catastral de la ciudad de Iquitos
- Plano de redes de agua y desagüe de la ciudad de Iquitos (SEDALORETO SA), que se muestran en el Anexo 7
- Imagen Satelital de Google Earth
- Plan Director de SEDALORETO SA.
- Estudio de Factibilidad del proyecto: **“Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Drenaje Pluvial de la ciudad de Iquitos”**

5.4.3.3 Trabajos de Campo

3.3.5.2.1 Reconocimiento del Área de Estudio

Como primer paso en los trabajos de Topografía se realizó una inspección visual de todo el terreno a través de un reconocimiento realizado a pie que a la vez sirvió para identificar la delimitación de las cuencas, cauces naturales y niveles de agua en los ríos

5.4.3.4 Trabajos de Gabinete

Los detalles y procedimientos de cálculo se pueden observar adecuadamente en el Anexo 3, en este ítem solo se muestran los resultados obtenidos.

5.4.3.5 Periodo de Retorno

De acuerdo a la Norma OS.060 del RNE, el periodo de retorno puede ser propuesto a criterio tomando en cuenta el valor económico o estratégico de la propiedad a proteger. A la vez propone que los sistemas de drenaje mayor deben ser diseñados para un periodo de retorno de 25 años, por lo cual se adopta este periodo de retorno.

5.4.3.6 Precipitación Máxima de Diseño

Para el análisis de la precipitación máxima se ha tomado como referencia la Estación San Roque, ubicada a 126 m.s.n.m., con una Latitud de 03°45'01.00" y una Longitud de 73°15'01.00", localizada en el distrito de Belén, cuenta con 55 años de registros de precipitación máxima en 24 horas (1964-2019).

En el estudio realizado por el OPIPP del Gobierno Regional de Loreto “Estudio Hidrológico del proyecto **“Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Drenaje Pluvial de la ciudad de Iquitos”** (OPIPP 2016), se muestran registros de precipitaciones máximas de las principales ciudades de la región. Los datos que recoge dicho estudio se muestra en la Tabla N° 3.1, que forma parte de Anexo 2.

Para los datos de la tabla de precipitaciones máximas escogemos un modelo probabilístico a usar que represente satisfactoriamente el comportamiento de la variable. Para utilizar estos modelos probabilísticos, se deben calcular sus parámetros y realizar la prueba de bondad de ajuste.

**Tabla 3.1: Precipitación Máxima de 24 horas
 Estacion San Roque**

N°	Pmax	N°	Pmax
1	127.3	25	146.0
2	168.6	26	122.0
3	184.4	27	152.0
4	119.1	28	185.0
5	114.5	29	112.0
6	166.2	30	113.0
7	152.8	31	115.5
8	149.1	32	110.0
9	245.1	33	167.0
10	164.9	34	138.0
11	115.1	35	93.0
12	200.2	36	117.2
13	220.8	37	155.6
14	220.8	38	137.7
15	152.1	39	123.6
16	214.8	40	85.8
17	174.7	41	151.2
18	220.8	42	92.5
19	167.4	43	111.0
20	196.5	44	117.1
21	145.0	45	96.6
22	91.0	46	165.5
23	75.0	47	97.1
24	115.0	48	98.5

Para realizar el proceso de selección de una distribución teórica se ha utilizado el software 'HIDROESTA', desarrollado en la Escuela de Ingeniería Agrícola del Instituto Tecnológico de Costa Rica por Máximo Villón Béjar. Los Δ teóricos de cada distribución con referencia al Δ_{tabular} con valor de 0.0760 dan como resultado los siguientes valores mostrados en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Resumen del Análisis de Distribución de Frecuencias

RESUMEN ANALISIS DE DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS					
DISTRIBUCION FRECUENCIA	PARAMETROS ORDINARIO		MOMENTO LINEAL		OBSERVACION
	Δt	Δc	Δt	Δc	
NORMAL	0.1164	0.1963	0.1152	0.1963	nivel de 5% significancia
LOG NORMAL 2 P	0.0868	0.1963	0.0829	0.1963	nivel de 5% significancia
LOG NORMAL 3 P	0.0975	0.1963	n.a.	0.1963	nivel de 5% significancia
GAMMA 2 P	0.0992	0.1963	0.1285	0.1963	nivel de 5% significancia
GAMMA 3 P	0.09343	0.1963	0.0781	0.1963	nivel de 5% significancia
LOG PERASON III	n.a.	0.1963	n.a.	0.1963	No se ajusta a la distribucion
GUMBEL	0.0903	0.1963	0.0760	0.1963	nivel de 5% significancia
LOG GUMBEL	0.1256	0.1963	0.1218	0.1963	nivel de 5% significancia

Según el análisis de bondad de ajuste se determinó que la distribución que más se ajusta es el modelo de distribución Gumbel. Por medio de esta distribución se van a obtener las precipitaciones máximas de diseño en función a un determinado periodo de retorno.

Con los datos necesarios se procede a obtener los valores de precipitación máxima en 24 horas para cada periodo de retorno con la fórmula dada por el método mencionado:

En la Tabla 3.3 se resume los resultados finales de las precipitaciones máximas en 24 horas para los periodos de retorno correspondientes calculados.

Tabla 3.3

T	PREC.MAX
Años	(mm)
2	135.70
5	175.08
10	200.50
20	224.88
25	231.61
30	238.90
40	248.79
47	254.61
50	256.43
100	280.08

5.4.3.7 Intensidad Maxima

Para el cálculo de intensidades máximas se analizan los datos de las intensidades máximas para cada intervalo de tiempo (30 min, 60 min, 90 min, etc.) por los métodos de Dyck y Peschke y de Bell-Spildora.

Los resultados de los cálculos para cada intervalo por cada método se detallan en el Anexo 2. Según el análisis de bondad de ajuste se determinó que la distribución que más se ajusta es la distribución Gumbel, por lo cual por medio de esta distribución se obtienen las intensidades máximas de diseño en función a un determinado periodo de retorno. Para el periodo de retorno de 25 años se obtuvo ecuaciones de las curvas representativas y se verificó el coeficiente de regresión exponencial.

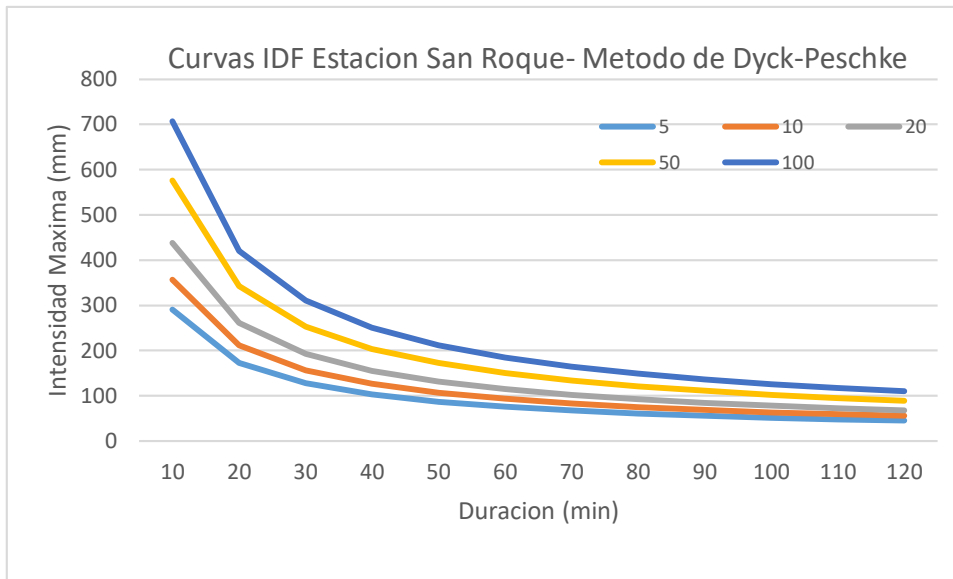
La Tabla 3.4 y la Grafico N° 3.2 muestran la distribución, a través del Método del Bloque Alterno, la distribución de las series temporales para 6 horas, el cual sirve para realizar el modelamiento en el SSA.

Tabla 3.4: Valores de I_{max}, para diferentes periodos de retorno
 Método de Dyck y Peschke

Duracion (min)	Periodo Retorno (Años)				
	5	10	20	50	100
2	970.69	1,192.82	1,465.79	1,924.77	2,365.24
5	488.23	599.96	737.25	968.11	1,189.65
10	290.30	356.74	438.37	575.64	707.37
20	172.62	212.12	260.66	342.28	420.61
30	127.35	156.50	192.31	252.53	310.32
40	102.64	126.13	154.99	203.52	250.09
50	86.82	106.69	131.10	172.16	211.55
60	75.72	93.05	114.35	150.15	184.52
70	67.46	82.89	101.86	133.76	164.37
80	61.03	74.99	92.16	121.01	148.71
90	55.87	68.65	84.37	110.78	136.13
100	51.62	63.44	77.96	102.37	125.79
110	48.06	59.06	72.58	95.30	117.11
120	45.03	55.33	67.99	89.28	109.71

El grafico generado se muestra a continuación:

Figura 3.2 Curvas IDF Método de Dyck-Pescke



5.4.3.8 Cuenca del Proyecto

5.4.3.8.1 Características Físicas

Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelo, la capa de vegetal, la geología, etc. Estos elementos físicos proporcionan lo más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico.

De acuerdo a los trabajos topográficos se ha determinado que la pendiente media de la superficie es de 0.001.

Los suelos influyen en el fenómeno de la escorrentía. Son importantes: su naturaleza, color, el tipo de vegetación, etc. Se tomó como base de datos el estudio de suelos del Estudio de Factibilidad del proyecto “**Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Drenaje Pluvial de la ciudad de Iquitos**”. Como resultados se ha considerado el perfil estratigráfico de cada sector y este se muestra en el Anexo 3 de Datos del Estudio de Factibilidad.

5.4.3.8.2 Área de Drenaje

Se ha determinado las áreas de las microcuencas por zonas de drenaje pluvial. Para ello se ha utilizado como herramienta de apoyo el programa AutoCAD Civil 3D, los planos catastrales del área de estudio y los trabajos de campo, por lo que ha permitido

delimitar las cuencas de drenaje que conforman el sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Iquitos. En la Tabla 3.5 se muestra las áreas por zonas de drenaje.

Tabla 3.5: Área de las Microcuencas del Proyecto

SN	Element ID	Area (m ²)	Drainage Node ID
1	1067	2822.70	.170 (AD.15)
2	1068	399.07	.243 (AD.15)
3	1069	2922.28	.242 (AD.15)
4	1070	7144.57	.241 (AD.15)
5	1073	1880.79	.240 (AD.15)
6	334	9840.92	.272 (AD.15)
7	337	3500.54	.270 (AD.15)
8	342	2910.72	.268 (AD.15)
9	343	2035.57	.269 (AD.15)
10	344	2890.50	.343 (AD.15)
11	352	6182.15	.341 (AD.15)
12	366	10885.88	.247 (AD.15)
13	368	2597.16	.344 (AD.15)
14	370	3865.94	.342 (AD.15)
15	371	131.69	.248 (AD.15)
16	372	3722.06	5.43 (AD.15)
17	373	2187.73	.238 (AD.15)
18	374	1345.84	5.44 (AD.15)
19	421	3733.68	.168 (AD.15)
20	422	2285.22	.169 (AD.15)
21	423	2222.27	.166 (AD.15)
22	424	73.93	.173 (AD.15)
23	425	847.77	.175 (AD.15)
24	426	986.38	.172 (AD.15)
25	427	233.25	.167 (AD.15)
26	438	1185.52	.171 (AD.15)
27	444	1355.88	.249 (AD.15)
28	445	1986.83	.257 (AD.15)
29	446	2199.02	.165 (AD.15)
30	447	3695.78	.334 (AD.15)
31	448	1182.46	.335 (AD.15)
32	450	2850.57	.245 (AD.15)
33	451	2634.51	.244 (AD.15)
34	452	154.73	.256 (AD.15)
35	453	4932.74	.255 (AD.15)
36	456	1024.85	.258 (AD.15)
37	458	152.28	.250 (AD.15)
38	459	1000.85	.251 (AD.15)
39	483	5180.01	.254 (AD.15)
40	926	1526.60	.174 (AD.15)

La superficie total del área del proyecto es de 10.8711 Ha. Los detalles de las subcuencas se presentan en los cuadros de cálculo del Capítulo IV, que han sido introducidas en el software SSA para el modelamiento.

4. DISEÑO Y MODELAMIENTO

6.1 Configuración del Modelo en SSA

El procedimiento del modelamiento en el Storm and Sanitary Analysis (SSA) se detalla en el Anexo 3. Para la creación del Modelo Hidrológico-Hidráulico de la microcuenca se ha seguido el siguiente procedimiento:

6.1.1 Delimitación de Áreas Tributarias

A través de un reconocimiento visual en la microcuenca se ha inspeccionado y tomado apuntes en un plano para delimitar las microcuencas y dividir el espacio de una microcuenca en unidades de cómputo más pequeños llamados subcuencas (se analizan las características de estas subcuencas que SSA utiliza para transformar la precipitación en escorrentía del proyecto) mediante los programas AutoCAD Civil 3D y Google Earth PRO (Imágenes Satelitales). Los resultados de esta etapa se detallan en el ítem **3.3.5 Estudios Hidrológicos**.

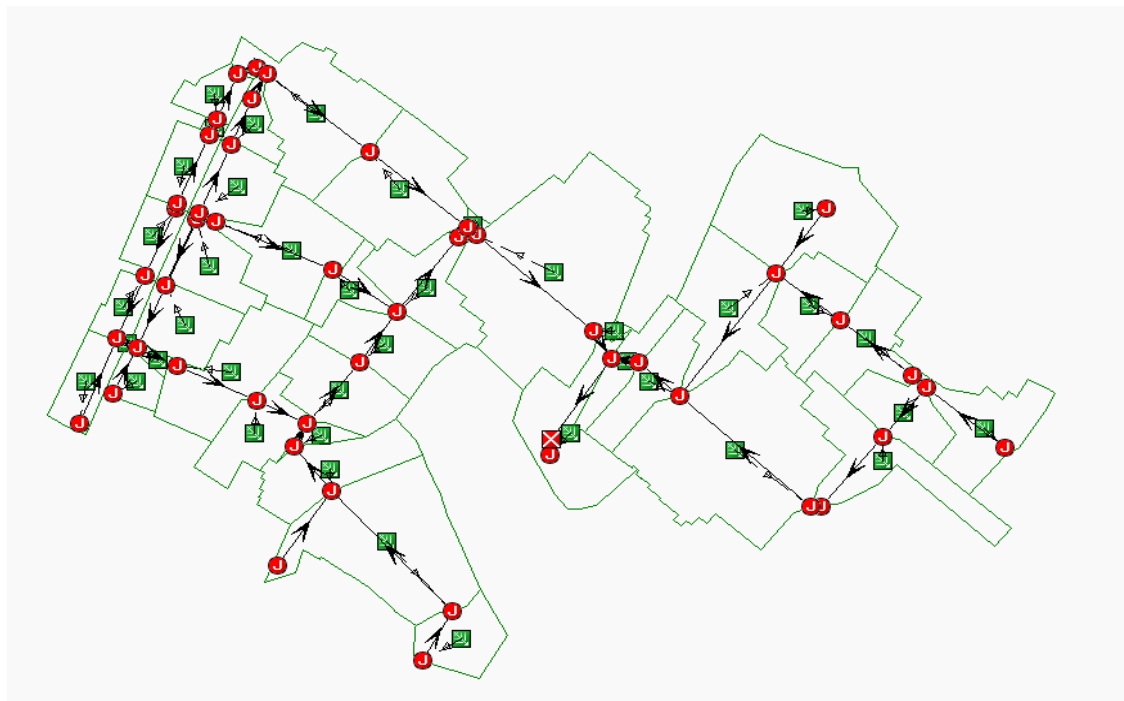


Figura 4.1 N° Red de drenaje Pluvial de la calle Putumayo Cuadras 15-18

A continuación, se presenta las áreas de las cuencas generadas:

Tabla 4.1 Cuencas Generadas

SN	Element ID	Area (m ²)	Drainage Node ID	Weighted Runoff Coefficient	Average Slope (%)	Flow Length (m)	Time of Concentration (hh:mm:ss)
1	1067	2822.70	170 (AD.15)	0.8600	0.5400	49.59	0 00:02:56
2	1068	399.07	243 (AD.15)	0.8600	2.7800	16.93	0 00:00:41
3	1069	2922.28	242 (AD.15)	0.8600	0.0150	35.23	0 00:08:58
4	1070	7144.57	241 (AD.15)	0.8600	0.1900	105.01	0 00:07:49
5	1073	1880.79	240 (AD.15)	0.8600	0.3900	35.58	0 00:02:35
6	334	9840.92	272 (AD.15)	0.8600	0.0150	105.07	0 00:20:48
7	337	3500.54	270 (AD.15)	0.8600	1.9000	57.41	0 00:02:02
8	342	2910.72	268 (AD.15)	0.8600	0.0150	59.90	0 00:13:30
9	343	2035.57	269 (AD.15)	0.8600	3.4500	40.92	0 00:01:14
10	344	2890.50	343 (AD.15)	0.8600	0.6300	55.31	0 00:03:01
11	352	6182.15	341 (AD.15)	0.8600	1.7200	50.65	0 00:01:55
12	366	10885.88	247 (AD.15)	0.8600	0.4500	94.60	0 00:05:11
13	368	2597.16	344 (AD.15)	0.8600	2.9400	48.61	0 00:01:31
14	370	3865.94	342 (AD.15)	0.8600	0.6400	96.54	0 00:04:35
15	371	131.69	248 (AD.15)	0.8600	0.4000	20.11	0 00:01:39
16	372	3722.06	5. 43 (AD.15)	0.8600	0.0150	38.78	0 00:09:40
17	373	2187.73	238 (AD.15)	0.8600	0.0150	32.52	0 00:08:26
18	374	1345.84	5. 44 (AD.15)	0.8600	0.0150	21.87	0 00:06:13
19	421	3733.68	168 (AD.15)	0.8600	1.4700	52.23	0 00:02:05
20	422	2285.22	169 (AD.15)	0.8600	0.8300	32.70	0 00:01:49
21	423	2222.27	166 (AD.15)	0.8600	0.3300	42.90	0 00:03:10
22	424	73.93	173 (AD.15)	0.8600	0.0150	13.71	0 00:04:20
23	425	847.77	175 (AD.15)	0.8600	0.3400	32.48	0 00:02:32
24	426	986.38	172 (AD.15)	0.8600	0.2300	43.37	0 00:03:41
25	427	233.25	167 (AD.15)	0.8600	0.8700	26.54	0 00:01:31
26	438	1185.52	171 (AD.15)	0.8600	0.3200	46.46	0 00:03:25
27	444	1355.88	249 (AD.15)	0.8600	0.2900	47.49	0 00:03:37
28	445	1986.83	257 (AD.15)	0.8600	0.2900	47.66	0 00:03:37
29	446	2199.02	165 (AD.15)	0.8600	0.3300	45.78	0 00:03:20
30	447	3695.78	334 (AD.15)	0.8600	0.2200	75.68	0 00:05:45
31	448	1182.46	335 (AD.15)	0.8600	0.7800	46.27	0 00:02:25
32	450	2850.57	245 (AD.15)	0.8600	0.2900	47.49	0 00:03:37
33	451	2634.51	244 (AD.15)	0.8600	0.3600	39.05	0 00:02:52
34	452	154.73	256 (AD.15)	0.8600	0.5000	500.00	0 00:17:56
35	453	4932.74	255 (AD.15)	0.8600	0.7900	75.09	0 00:03:29
36	456	1024.85	258 (AD.15)	0.8600	0.1900	31.32	0 00:03:05
37	458	152.28	250 (AD.15)	0.8600	0.2700	10.96	0 00:01:12
38	459	1000.85	251 (AD.15)	0.8600	0.2500	31.38	0 00:02:47
39	483	5180.01	254 (AD.15)	0.8600	0.0150	78.62	0 00:16:38
40	926	1526.60	174 (AD.15)	0.8600	0.3900	58.41	0 00:03:47

6.1.2 Valores por Defecto

Para simplificar las tareas al momento de introducir los datos es opcional asegurar que ciertas opciones por defecto sean establecidas (Figura 28).

6.1.3 Dibujo de los Objetos

Se trazan los objetos en el mapa del SSA: subcuencas (áreas tributarias), nudos, vertidos, conexiones y pluviómetro para formar el sistema de drenaje; utilizando

como plantilla la imagen de la microcuenca en formato .emf exportado directamente de AutoCAD con coordenadas georreferenciadas.

6.1.4 Infiltración

La infiltración es el fenómeno por el cual el agua de lluvia penetra la superficie del terreno de los suelos no saturados de las áreas permeables de la cuenca. SSA permite seleccionar tres modelos diferentes de infiltración: la Ecuación de Horton, el Método de Green-Ampt y el Método del Número de Curva.

Entre los 3 métodos disponibles se elige el Método de Green-Ampt, porque asume la existencia de un frente húmedo en el suelo que separa el suelo con un determinado contenido inicial de humedad del suelo completamente saturado de la parte superior. Los parámetros necesarios son el valor del déficit inicial de humedad del suelo, la conductividad hidráulica del suelo y la altura de succión en el frente húmedo. En el editor de infiltración para el modelo de Green-Ampt aparecen los siguientes parámetros:

- **Altura de Succión.** Valor medio de la capacidad de succión capilar del suelo a lo largo del frente mojado (en mm o in)
- **Conductividad.** Conductividad hidráulica del suelo completamente saturado (mm/h o in/h).
- **Déficit Inicial.** Diferencia entre la porosidad del suelo y la humedad inicial (ambas expresadas como fracción volumétrica). Para un suelo completamente drenado, será la diferencia entre la porosidad del suelo y su capacidad

Tabla 4.2: Coeficiente de Escorrentía

Edit Runoff Coefficient Table														
Edit runoff coefficient table														
	Land Use	Return Period	A (0-2%)	A (2-6%)	A (6%+)	B (0-2%)	B (2-6%)	B (6%+)	C (0-2%)	C (2-6%)	C (6%+)	D (0-2%)	D (2-6%)	D (6%+)
1	Cultivated Land	less than 25 years	0.08	0.13	0.16	0.11	0.15	0.21	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.31
2	Cultivated Land	25 years or greater	0.14	0.18	0.22	0.16	0.21	0.28	0.2	0.25	0.34	0.24	0.29	0.41
3	Pasture	less than 25 years	0.12	0.2	0.3	0.18	0.28	0.37	0.24	0.34	0.44	0.3	0.4	0.5
4	Pasture	25 years or greater	0.15	0.25	0.37	0.23	0.34	0.45	0.3	0.42	0.52	0.37	0.5	0.62
5	Meadow	less than 25 years	0.1	0.16	0.25	0.14	0.22	0.3	0.2	0.28	0.36	0.24	0.3	0.4
6	Meadow	25 years or greater	0.14	0.22	0.3	0.2	0.28	0.37	0.26	0.35	0.44	0.3	0.4	0.5
7	Forest	less than 25 years	0.05	0.08	0.11	0.08	0.11	0.14	0.1	0.13	0.16	0.12	0.16	0.2
8	Forest	25 years or greater	0.08	0.11	0.14	0.1	0.14	0.18	0.12	0.16	0.2	0.15	0.2	0.25
9	Residential Lot Size 1/8 Acre	less than 25 years	0.25	0.28	0.31	0.27	0.3	0.35	0.3	0.33	0.38	0.33	0.36	0.42
10	Residential Lot Size 1/8 Acre	25 years or greater	0.33	0.37	0.4	0.35	0.39	0.44	0.38	0.42	0.49	0.41	0.45	0.54
11	Residential Lot Size 1/4 Acre	less than 25 years	0.22	0.26	0.29	0.24	0.29	0.33	0.27	0.31	0.36	0.3	0.34	0.4
12	Residential Lot Size 1/4 Acre	25 years or greater	0.3	0.34	0.37	0.33	0.37	0.42	0.36	0.4	0.47	0.38	0.42	0.52
13	Residential Lot Size 1/3 Acre	less than 25 years	0.19	0.23	0.26	0.22	0.26	0.3	0.25	0.29	0.34	0.28	0.32	0.39
14	Residential Lot Size 1/3 Acre	25 years or greater	0.28	0.32	0.35	0.3	0.35	0.39	0.33	0.38	0.45	0.36	0.4	0.5
15	Residential Lot Size 1/2 Acre	less than 25 years	0.16	0.2	0.24	0.19	0.23	0.28	0.22	0.27	0.32	0.26	0.3	0.37
16	Residential Lot Size 1/2 Acre	25 years or greater	0.25	0.29	0.32	0.28	0.32	0.36	0.31	0.35	0.42	0.34	0.38	0.48
17	Residential Lot Size 1 Acre	less than 25 years	0.14	0.19	0.22	0.17	0.21	0.26	0.2	0.25	0.31	0.24	0.29	0.35
18	Residential Lot Size 1 Acre	25 years or greater	0.22	0.26	0.29	0.24	0.28	0.34	0.28	0.32	0.4	0.31	0.35	0.46
19	Industrial	less than 25 years	0.67	0.68	0.68	0.68	0.68	0.69	0.68	0.69	0.69	0.69	0.69	0.7
20	Industrial	25 years or greater	0.85	0.85	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.88
21	Commercial	less than 25 years	0.71	0.71	0.72	0.71	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
22	Commercial	25 years or greater	0.88	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.9	0.89	0.89	0.9
23	Streets	less than 25 years	0.7	0.71	0.72	0.71	0.72	0.74	0.72	0.73	0.76	0.73	0.75	0.78
24	Streets	25 years or greater	0.76	0.77	0.79	0.8	0.82	0.84	0.84	0.85	0.89	0.89	0.91	0.95
25	Open Space	less than 25 years	0.05	0.1	0.14	0.08	0.13	0.19	0.12	0.17	0.24	0.16	0.21	0.28
26	Open Space	25 years or greater	0.11	0.16	0.2	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.32	0.22	0.27	0.39
27	Parking	less than 25 years	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87
28	Parking	25 years or greater	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97

6.1.5 Modelo de Simulación

Determina qué método se utilizará para la simulación hidráulica del flujo a través de la red de drenaje analizada. Las opciones posibles son:

- Flujo Estacionario (Régimen Uniforme)
- Onda Cinemática
- Onda Dinámica

El modelo que se utiliza es el de Onda Dinámica. En principio la aproximación de la onda dinámica sería el mejor modelo ya que utiliza todos los términos de la Ecuación Diferencial de Momentum.

6.1.6 Coeficiente n de Manning

Coeficiente n de Manning para el flujo superficial sobre suelo impermeable o permeable de la cuenca.

Tabla 4.3: Coeficiente n de Manning para Escorrentía Superficial

Superficie	n
Asfalto liso	0.011
Hormigon Liso	0.012
Revestimiento de hormigon basto	0.013
Madera pulida	0.014
Ladrillo con Mortero de Cemento	0.014
Arcilla Vitrificada	0.015
Fundicion de hierro	0.015
Tuberias de material corrugado	0.024
Superficie de escombros	0.024
Terreno improductivo(libre de residuos)	0.050
Terreno cultivado	
Cubierta de residuos < 20%	0.060
Cubierta de residuos > 20%	0.170
Pasto natural	0.130
Hierba	
Corta, Pradera	0.130
Densa	0.240
Hierba Bermuda	0.410
Bosque	
Con cubierta ligera de arbusto	0.400
Con cubierta densa de arbusto	0.800

Fuente: Rossman, 2005, Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0, p.140

Según la Tabla 17 se adopta el valor $n = 0.012$ para subcuencas impermeables (hormigón–asfalto) y $n = 0.13$ para subcuencas permeables (pasto natural).

6.1.7 Altura de Almacenamiento en Depresión

Altura de almacenamiento en depresión sobre el área impermeable o permeable de la cuenca.

Tabla 4.4: Valores Típicos de Almacenamiento en Depresión

Superficie impermeable	1.25 - 2.5 mm
Cesped y Hierba	2.5 - 5 mm
Pastos y Prados	≈ 5 mm
Lecho Forestal	≈ 7.5 mm

Fuente: (Rossman, 2005, Storm Water Management Model Users Manual Version 5.0, p.140)

Según la Tabla 4.4 se adopta $D_{store-imperv} = 2 \text{ mm}$ para almacenamientos en depresión impermeable y $D_{store-Perv} = 3 \text{ mm}$ para almacenamientos en depresión permeable, según las características del medio urbano.

Tabla 4.5: Numero de Curva

Curve Number Table						
curve number table						
Description	Condition	A	B	C	D	Condensed Description
FULLY DEVELOPED URBAN AREAS						
Open space (lawns, parks, etc.)	Vegetation					
grass cover < 50%	Poor	68	79	86	89	< 50% grass cover
grass cover 50% to 75%	Fair	49	69	79	84	50 - 75% grass cover
grass cover > 75%	Good	39	61	74	80	> 75% grass cover
Impervious Areas						
Paved parking lots, roofs, driveways		98	98	98	98	Paved parking & roofs
Streets and roads						
Paved: curbs and storm sewers		98	98	98	98	Paved roads with curbs & sewers
Paved: open ditches (with right-of-way)	50% imp	83	89	92	93	Paved roads with open ditches
Gravel (with right-of-way)		76	85	89	91	Gravel roads
Dirt (with right-of-way)		72	82	87	89	Dirt roads
Urban Districts						
Commercial & business	impervious					
Industrial	85% imp	89	92	94	95	Urban commercial
Residential Districts	72% imp	81	88	91	93	Urban industrial
(by average lot size)	impervious					
1/8 acre (town houses)	65% impervious	77	85	90	92	1/8 acre lots
1/4 acre	38% impervious	61	75	83	87	1/4 acre lots
1/3 acre	30% impervious	57	72	81	86	1/3 acre lots
1/2 acre	25% impervious	54	70	80	85	1/2 acre lots
1 acre	20% impervious	51	68	79	84	1 acre lots
2 acre	12% impervious	46	65	77	82	2 acre lots
Western Desert Urban Areas						
Natural desert (pervious areas only)		63	77	85	88	Natural western desert
Artificial desert landscaping		96	96	96	96	Artificial desert landscape
DEVELOPING URBAN AREA						
Newly graded area (pervious only)	(No Vegetation)	77	86	91	94	Newly graded area
CULTIVATED AGRICULTURAL LAND						
Fallow						
Bare soil		77	86	91	94	Fallow, bare soil
Crop residue (CR)	Poor	76	85	90	93	Fallow, crop residue

6.2 Datos Utilizados para el Modelamiento

Los datos utilizados por elemento han sido:

- Subcuencas (Estudio Topográfico, Estudio Hidrológico y Estudio de Suelos)
- Nudos (Estudio Topográfico)
- Vertidos (Estudio Topográfico y Estudio Hidrológico)
- Conductos (Estudio Topográfico y Estudio Hidrológico)
- Secciones (Evaluación del Expediente Técnico y mediante Resultados del Modelamiento)

6.2.1 Datos para el modelamiento del sector en estudio

6.2.1.1 Subcuencas

Las características físicas de las subcuencas utilizadas para el modelamiento del sistema en el software SSA han sido tomados de los estudios topográficos e hidrológicos. Se asume que el 75 % de la escorrentía superficial ingresa a los conductos, el 25 % se infiltra o se queda almacenado en las áreas verdes (parques, bermas, etc.). El sector de la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18, se caracteriza porque es una zona completamente llana, con una pendiente promedio de 0.20 % entre subcuencas. La cuenca de la calle Putumayo se ha dividido en 40 subcuencas que descargan en 47 buzones.

Tabla 4.6: Características de subcuencas del sector

SN	Element ID	Area (m ²)	Weighted Runoff Coefficient	Average Slope (%)	Flow Length (m)
1	1067	2822.70	0.8600	0.5400	49.59
2	1068	399.07	0.8600	2.7800	16.93
3	1069	2922.28	0.8600	0.0150	35.23
4	1070	7144.57	0.8600	0.1900	105.01
5	1073	1880.79	0.8600	0.3900	35.58
6	334	9840.92	0.8600	0.0150	105.07
7	337	3500.54	0.8600	1.9000	57.41
8	342	2910.72	0.8600	0.0150	59.90
9	343	2035.57	0.8600	3.4500	40.92
10	344	2890.50	0.8600	0.6300	55.31
11	352	6182.15	0.8600	1.7200	50.65
12	366	10885.88	0.8600	0.4500	94.60
13	368	2597.16	0.8600	2.9400	48.61
14	370	3865.94	0.8600	0.6400	96.54
15	371	131.69	0.8600	0.4000	20.11
16	372	3722.06	0.8600	0.0150	38.78
17	373	2187.73	0.8600	0.0150	32.52
18	374	1345.84	0.8600	0.0150	21.87
19	421	3733.68	0.8600	1.4700	52.23
20	422	2285.22	0.8600	0.8300	32.70
21	423	2222.27	0.8600	0.3300	42.90
22	424	73.93	0.8600	0.0150	13.71
23	425	847.77	0.8600	0.3400	32.48
24	426	986.38	0.8600	0.2300	43.37
25	427	233.25	0.8600	0.8700	26.54
26	438	1185.52	0.8600	0.3200	46.46
27	444	1355.88	0.8600	0.2900	47.49
28	445	1986.83	0.8600	0.2900	47.66
29	446	2199.02	0.8600	0.3300	45.78
30	447	3695.78	0.8600	0.2200	75.68
31	448	1182.46	0.8600	0.7800	46.27
32	450	2850.57	0.8600	0.2900	47.49
33	451	2634.51	0.8600	0.3600	39.05
34	452	154.73	0.8600	0.5000	500.00
35	453	4932.74	0.8600	0.7900	75.09
36	456	1024.85	0.8600	0.1900	31.32
37	458	152.28	0.8600	0.2700	10.96
38	459	1000.85	0.8600	0.2500	31.38
39	483	5180.01	0.8600	0.0150	78.62
40	926	1526.60	0.8600	0.3900	58.41

6.2.1.2 Nudos

Los nudos son los imbornales por donde se descarga la escorrentía superficial, se asume que la cota de fondo de los nudos es la misma que de los conductos, y su altura es considerada desde la cota de fondo hasta el nivel de la superficie por donde ingresan las aguas pluviales. El dren principal de la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18, correspondientes a los nudos o buzones 253 al 44, tiene una cota de fondo inicial de 88.32 msnm y final de 87.53 msnm, con una pendiente de 0.20% en todo el dren (Tabla 20).

Tabla 4.7: Características de los nudos del sector en estudio

SN	Element ID	X Coordinate	Y Coordinate	Description	Invert Elevation (m)	Ground/Rim (Max) Elevation (m)	Ground/Rim (Max) Offset (m)	Initial Water Elevation (m)
1	Bz. 15. 165	693261.93	9586642.74	Cylindrical	89.00	89.71	0.71	89.00
2	Bz. 15. 166	693243.47	9586600.84	Cylindrical	88.70	89.86	1.16	88.70
3	Bz. 15. 167	693226.55	9586561.42	Cylindrical	88.60	90.00	1.40	88.60
4	Bz. 15. 168	693250.26	9586549.50	Cylindrical	88.50	89.77	1.27	88.50
5	Bz. 15. 169	693297.55	9586527.32	Cylindrical	88.20	89.00	0.80	88.20
6	Bz. 15. 170	693327.15	9586513.42	Cylindrical	87.80	88.73	0.93	87.80
7	Bz. 15. 171	693249.39	9586649.79	Cylindrical	89.15	89.76	0.61	89.15
8	Bz. 15. 172	693230.94	9586607.15	Cylindrical	88.90	89.90	1.00	88.90
9	Bz. 15. 173	693214.11	9586567.18	Cylindrical	88.70	90.00	1.30	88.70
10	Bz. 15. 174	693191.81	9586513.20	Cylindrical	88.85	90.23	1.38	88.85
11	Bz. 15. 175	693212.36	9586532.21	Cylindrical	88.85	90.11	1.26	88.85
12	Bz. 15. 222	693309.65	9586423.23	Cylindrical	88.79	89.80	1.01	88.79
13	Bz. 15. 238	693548.25	9586530.57	Cylindrical	87.65	88.50	0.85	87.65
14	Bz. 15. 239	693523.69	9586551.88	Cylindrical	87.62	88.50	0.88	87.62
15	Bz. 15. 240	693395.62	9586362.92	Cylindrical	88.54	89.14	0.60	88.54
16	Bz. 15. 241	693413.10	9586393.92	Cylindrical	88.35	89.00	0.65	88.35
17	Bz. 15. 242	693341.27	9586470.52	Cylindrical	88.20	89.21	1.01	88.20
18	Bz. 15. 243	693319.58	9586498.29	Cylindrical	88.10	88.50	0.40	88.10
19	Bz. 15. 244	693358.25	9586552.05	Cylindrical	87.75	89.00	1.25	87.75
20	Bz. 15. 245	693380.43	9586584.18	Cylindrical	87.73	89.14	1.41	87.73
21	Bz. 15. 246	693416.77	9586630.93	Cylindrical	87.61	88.97	1.36	87.61
22	Bz. 15. 247	693427.44	9586632.86	Cylindrical	87.61	88.85	1.24	87.61
23	Bz. 15. 248	693497.22	9586571.79	Cylindrical	87.55	88.42	0.87	87.55
24	Bz. 15. 249	693250.48	9586652.54	Cylindrical	89.05	89.75	0.70	89.05
25	Bz. 15. 250	693269.23	9586696.17	Cylindrical	88.90	89.61	0.71	88.90
26	Bz. 15. 251	693273.42	9586706.30	Cylindrical	88.75	89.58	0.83	88.75
27	Bz. 15. 252	693285.64	9586735.20	Cylindrical	88.65	89.50	0.85	88.65
28	Bz. 15. 253	693297.69	9586739.19	Cylindrical	88.60	89.50	0.90	88.60
29	Bz. 15. 254	693303.44	9586734.77	Cylindrical	88.32	89.50	1.18	88.32
30	Bz. 15. 255	693364.37	9586685.08	Cylindrical	88.30	89.50	1.20	88.30
31	Bz. 15. 256	693422.52	9586637.58	Cylindrical	88.00	88.91	0.91	88.00
32	Bz. 15. 257	693263.46	9586646.31	Cylindrical	88.95	89.70	0.75	88.95
33	Bz. 15. 258	693282.24	9586690.11	Cylindrical	88.75	89.57	0.82	88.75
34	Bz. 15. 259	693294.49	9586718.94	Cylindrical	88.60	89.50	0.90	88.60
35	Bz. 15. 268	693741.26	9586497.83	Cylindrical	90.00	91.00	1.00	90.00
36	Bz. 15. 269	693695.12	9586536.03	Cylindrical	89.90	91.00	1.10	89.90
37	Bz. 15. 270	693668.95	9586504.57	Cylindrical	88.79	89.60	0.81	88.79
38	Bz. 15. 271	693632.24	9586460.43	Cylindrical	88.25	88.90	0.65	88.25
39	Bz. 15. 272	693626.28	9586460.22	Cylindrical	87.71	88.75	1.04	87.71
40	Bz. 15. 334	693273.14	9586641.15	Cylindrical	88.50	89.67	1.17	88.50
41	Bz. 15. 335	693342.29	9586610.39	Cylindrical	88.25	89.50	1.25	88.25
42	Bz. 15. 341	693635.19	9586649.32	Cylindrical	88.67	89.99	1.32	88.67
43	Bz. 15. 342	693605.14	9586608.56	Cylindrical	88.01	89.12	1.11	88.01
44	Bz. 15. 343	693686.39	9586543.82	Cylindrical	89.20	90.90	1.70	89.20
45	Bz. 15. 344	693643.47	9586578.70	Cylindrical	88.66	90.55	1.89	88.66
46	Bz. 15. 43	693471.07	9586493.55	Cylindrical	87.45	88.50	1.05	87.45
47	Bz. 15. 44	693507.83	9586554.65	Cylindrical	87.53	88.50	0.97	87.53

6.2.1.3 Vertidos

La cuenca en estudio tiene un punto de vertido identificado como Outfall-01a, que está vinculado al Buzón N° 44, con una cota de fondo de 87.45 msnm.

6.2.1.4 Conductos

Cada conducto está identificado por su nudo de entrada y nudo de salida, la distancia entre estos nudos y el coeficiente de Manning es 0.013 (drenes de concreto armado de sección rectangular cerrada en toda la cuenca), los datos se muestran en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8: Características de los conductos del sector

SN	From (Inlet) Node	To (Outlet) Node	Length (m)	Inlet Invert Elevation (m)	Inlet Invert Offset (m)	Outlet Invert Elevation (m)	Outlet Invert Offset (m)	Total Drop (m)	Average Slope (%)	Pipe Shape	Pipe Diameter or Height (cm)	Pipe Width (cm)	Manning's Roughness
1	Bz. 15. 165	Bz. 15. 166	45.79	89.00	0.00	88.70	0.00	0.30	0.6600	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
2	Bz. 15. 166	Bz. 15. 167	42.90	88.70	0.00	88.60	0.00	0.10	0.2300	Rectangular	60.000	50.00	0.0130
3	Bz. 15. 167	Bz. 15. 168	26.54	88.60	0.00	88.50	0.00	0.10	0.3800	Rectangular	80.000	60.00	0.0130
4	Bz. 15. 168	Bz. 15. 169	52.23	88.50	0.00	88.20	0.00	0.30	0.5700	Rectangular	80.000	60.00	0.0130
5	Bz. 15. 169	Bz. 15. 170	32.70	88.20	0.00	88.10	0.30	0.10	0.3100	Rectangular	80.000	60.00	0.0130
6	Bz. 15. 171	Bz. 15. 172	46.46	89.15	0.00	88.95	0.05	0.20	0.4300	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
7	Bz. 15. 172	Bz. 15. 173	43.37	88.90	0.00	88.70	0.00	0.20	0.4600	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
8	Bz. 15. 173	Bz. 15. 167	13.71	88.70	0.00	88.60	0.00	0.10	0.7300	Rectangular	60.000	50.00	0.0130
9	Bz. 15. 174	Bz. 15. 173	58.40	89.03	0.18	88.70	0.00	0.33	0.5700	CIRCULAR	50.000	0.00	0.0100
10	Bz. 15. 175	Bz. 15. 167	32.47	88.85	0.00	88.60	0.00	0.25	0.7700	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
11	Bz. 15. 272	Bz. 15. 238	105.06	88.00	0.29	87.65	0.00	0.35	0.3300	Rectangular	120.000	100.00	0.0130
12	Bz. 15. 238	Bz. 15. 239	32.52	87.65	0.00	87.62	0.00	0.03	0.0900	Rectangular	140.000	120.00	0.0130
13	Bz. 15. 239	Bz. 15. 44	16.10	87.62	0.00	87.60	0.07	0.02	0.1200	Rectangular	140.000	120.00	0.0130
14	Bz. 15. 240	Bz. 15. 241	35.59	88.54	0.00	88.35	0.00	0.19	0.5300	Rectangular	60.000	50.00	0.0130
15	Bz. 15. 241	Bz. 15. 242	105.01	88.35	0.00	88.20	0.00	0.15	0.1400	Rectangular	60.000	80.00	0.0130
16	Bz. 15. 242	Bz. 15. 243	35.24	88.20	0.00	88.10	0.00	0.10	0.2800	Rectangular	80.000	60.00	0.0130
17	Bz. 15. 243	Bz. 15. 170	16.92	88.10	0.00	88.00	0.20	0.10	0.5900	Rectangular	80.000	60.00	0.0130
18	Bz. 15. 170	Bz. 15. 244	49.59	87.80	0.00	87.75	0.00	0.05	0.1000	Rectangular	120.000	110.00	0.0130
19	Bz. 15. 244	Bz. 15. 245	39.04	87.75	0.00	87.73	0.00	0.02	0.0500	Rectangular	120.000	100.00	0.0130
20	Bz. 15. 245	Bz. 15. 246	59.21	87.73	0.00	87.61	0.00	0.12	0.2000	Rectangular	120.000	140.00	0.0130
21	Bz. 15. 246	Bz. 15. 247	10.84	87.61	0.00	87.60	-0.01	0.01	0.0900	Rectangular	150.000	150.00	0.0130
22	Bz. 15. 247	Bz. 15. 248	92.73	87.60	-0.01	87.56	0.01	0.04	0.0400	Rectangular	150.000	200.00	0.0130
23	Bz. 15. 248	Bz. 15. 44	20.16	87.57	0.02	87.53	0.00	0.04	0.2000	Rectangular	150.000	200.00	0.0130
24	Bz. 15. 249	Bz. 15. 250	47.49	89.10	0.05	88.90	0.00	0.20	0.4200	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
25	Bz. 15. 250	Bz. 15. 251	10.96	88.90	0.00	88.80	0.05	0.10	0.9100	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
26	Bz. 15. 251	Bz. 15. 252	31.38	88.75	0.00	88.65	0.00	0.10	0.3200	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
27	Bz. 15. 252	Bz. 15. 253	12.69	88.65	0.00	88.60	0.00	0.05	0.3900	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
28	Bz. 15. 253	Bz. 15. 254	7.25	88.60	0.00	88.50	0.18	0.10	1.3800	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
29	Bz. 15. 254	Bz. 15. 255	78.62	88.50	0.18	88.30	0.00	0.20	0.2500	Rectangular	80.000	60.00	0.0130
30	Bz. 15. 255	Bz. 15. 256	75.08	88.30	0.00	88.04	0.04	0.26	0.3500	Rectangular	80.000	60.00	0.0130
31	Bz. 15. 256	Bz. 15. 247	6.82	88.04	0.04	87.99	0.38	0.05	0.7300	Rectangular	140.000	120.00	0.0130
32	Bz. 15. 257	Bz. 15. 258	47.66	88.95	0.00	88.75	0.00	0.20	0.4200	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
33	Bz. 15. 258	Bz. 15. 259	31.32	88.75	0.00	88.60	0.00	0.15	0.4800	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
34	Bz. 15. 259	Bz. 15. 254	18.18	88.60	0.00	88.50	0.18	0.10	0.5500	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
35	Bz. 15. 268	Bz. 15. 269	59.90	90.40	0.40	90.25	0.35	0.15	0.2500	CIRCULAR	50.000	0.00	0.0130
36	Bz. 15. 269	Bz. 15. 270	40.92	90.25	0.35	89.19	0.40	1.06	2.5900	CIRCULAR	50.000	0.00	0.0130
37	Bz. 15. 270	Bz. 15. 271	57.41	89.19	0.40	88.25	0.00	0.94	1.6400	Rectangular	50.000	60.00	0.0130
38	Bz. 15. 271	Bz. 15. 272	5.96	88.58	0.33	88.20	0.49	0.38	6.3800	Rectangular	60.000	50.00	0.0130
39	Bz. 15. 334	Bz. 15. 335	75.68	88.50	0.00	88.25	0.00	0.25	0.3300	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
40	Bz. 15. 335	Bz. 15. 245	46.28	88.30	0.05	88.05	0.32	0.25	0.5400	Rectangular	60.000	50.00	0.0130
41	Bz. 15. 341	Bz. 15. 342	50.64	88.67	0.00	88.01	0.00	0.66	1.3000	CIRCULAR	50.000	0.00	0.0130
42	Bz. 15. 342	Bz. 15. 238	96.53	88.01	0.00	87.70	0.05	0.31	0.3200	Rectangular	100.000	80.00	0.0100
43	Bz. 15. 343	Bz. 15. 344	55.31	89.20	0.00	88.66	0.00	0.54	0.9800	CIRCULAR	50.000	0.00	0.0130
44	Bz. 15. 344	Bz. 15. 342	48.59	88.66	0.00	88.01	0.00	0.65	1.3400	CIRCULAR	50.000	0.00	0.0130
45	Bz. 15. 222	Bz. 15. 242	56.89	88.79	0.00	88.20	0.00	0.59	1.0400	Rectangular	50.000	40.00	0.0130
46	Bz. 15. 44	Out-01a	62.41	87.53	0.00	0.00	-87.45	87.53	140.2500	CIRCULAR	150.000	0.00	0.0150

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Entre los resultados numéricos obtenidos en el modelamiento con el programa SSA (Storm Sewer Sanitary Analysis) se tienen:

- Opciones de Análisis. Son los parámetros utilizados para el modelamiento que contienen los datos de las condiciones iniciales de análisis del modelamiento.
- Escorrentía Superficial. Muestra los resultados del módulo hidrológico de la cuenca.
- Cálculo Hidráulico. Muestra los resultados del módulo hidráulico de la cuenca.
- Resumen de Escorrentía en Subcuencas. Muestra los resultados del módulo hidrológico de las subcuencas.
- Resumen de Nivel y Aportes en Nudos. Muestra los resultados de los niveles y gastos de flujo de las aguas.
- Resumen de Vertidos. Muestra resultados de los caudales y volumen en vertidos.
- Resumen de Caudal en Líneas. Muestra resultados de caudales máximos, el instante en que ocurre, velocidad máxima y caudal máximo.

Con los datos obtenidos en el Estudio Topográfico y los resultados del modelamiento del sistema en el SSA, en el Anexo 3 se detallan en 03 planos los alineamientos horizontales de los drenes más importantes de los cuatro sectores y sus respectivas secciones.

7.1 Resultados obtenidos del sector Putumayo Cuadras 15 a 18

Los resultados obtenidos mediante el software SSA correspondientes a la cuenca en estudio de la calle Putumayo cuadras 15 al 18, se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 5.1: Escorrentía superficial del sector en estudio

SN	Element ID Pipe	From (Inlet) Node	To (Outlet) Node	Length (m)	Inlet Invert Elevation (m)	Inlet Invert Offset (m)	Outlet Invert Elevation (m)	Outlet Invert Offset (m)	Total Drop (m)	Average Slope (%)	Pipe Shape	Pipe Diameter or Height (cm)	Pipe Width (cm)	Manning's Roughness	Peak Flow (lps)	Time of Peak Flow Occurrence (days hh:mm)	Max Flow Velocity (m/sec)	Travel Time (min)
1	286	165	166	45.79	89.00	0.00	88.70	0.00	0.30	0.6600	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	6.620	0 00:03	0.47	1.62
2	287	166	167	42.90	88.70	0.00	88.60	0.00	0.10	0.2300	Rectangular	60.000	50.00	0.0130	12.360	0 00:05	0.47	1.52
3	288	167	168	26.54	88.60	0.00	88.50	0.00	0.10	0.3800	Rectangular	80.000	60.00	0.0130	20.840	0 00:06	0.64	0.69
4	289	168	169	52.23	88.50	0.00	88.20	0.00	0.30	0.5700	Rectangular	80.000	60.00	0.0130	21.630	0 00:06	0.63	1.38
5	290	169	170	32.70	88.20	0.00	88.10	0.30	0.10	0.3100	Rectangular	80.000	60.00	0.0130	21.050	0 00:07	0.61	0.89
6	294	171	171	46.46	89.15	0.00	88.95	0.05	0.20	0.4300	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	2.720	0 00:05	0.36	2.15
7	295	172	172	43.37	88.90	0.00	88.70	0.00	0.20	0.4600	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	5.220	0 00:05	0.47	1.54
8	296	173	167	13.71	88.70	0.00	88.60	0.00	0.10	0.7300	Rectangular	60.000	50.00	0.0130	8.880	0 00:05	0.42	0.54
9	297	174	173	58.40	89.03	0.18	88.70	0.00	0.33	0.5700	CIRCULAR	50.000	50.00	0.0100	4.170	0 00:04	0.78	1.25
10	298	175	167	32.47	88.85	0.00	88.60	0.00	0.25	0.7700	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	2.890	0 00:03	0.49	1.10
11	362 (1)	272	238	105.06	88.00	0.29	87.65	0.00	0.35	0.3300	Rectangular	120.000	100.00	0.0130	14.020	0 00:26	0.32	5.47
12	363	238	239	32.52	87.65	0.00	87.62	0.00	0.03	0.0900	Rectangular	140.000	120.00	0.0130	31.680	0 00:07	0.41	1.32
13	364	239	44	16.10	87.62	0.00	87.60	0.07	0.02	0.1200	Rectangular	140.000	120.00	0.0130	31.470	0 00:09	0.48	0.56
14	365	240	241	35.59	88.54	0.00	88.35	0.00	0.19	0.5300	Rectangular	60.000	50.00	0.0130	6.250	0 00:02	0.57	1.04
15	366	241	242	105.01	88.35	0.00	88.20	0.00	0.15	0.1400	Rectangular	60.000	80.00	0.0130	16.620	0 00:08	0.38	4.61
16	367	242	243	35.24	88.20	0.00	88.10	0.00	0.10	0.2800	Rectangular	80.000	60.00	0.0130	17.700	0 00:10	0.56	1.05
17	368	243	170	16.92	88.10	0.00	88.00	0.20	0.10	0.5900	Rectangular	80.000	60.00	0.0130	17.570	0 00:11	0.66	0.43
18	369	170	244	49.59	87.80	0.00	87.75	0.00	0.05	0.1000	Rectangular	120.000	110.00	0.0130	33.190	0 00:10	0.35	2.36
19	370	244	245	39.04	87.75	0.00	87.73	0.00	0.02	0.0500	Rectangular	120.000	100.00	0.0130	32.520	0 00:11	0.42	1.55
20	371	245	246	59.21	87.73	0.00	87.61	0.00	0.12	0.2000	Rectangular	120.000	140.00	0.0130	39.840	0 00:10	0.38	2.60
21	372	246	247	10.84	87.61	0.00	87.60	-0.01	0.01	0.0900	Rectangular	150.000	150.00	0.0130	37.940	0 00:10	0.26	0.69
22	373	247	248	92.73	87.60	-0.01	87.56	0.01	0.04	0.0400	Rectangular	150.000	200.00	0.0130	64.580	0 00:10	0.33	4.68
23	374	248	44	20.16	87.57	0.02	87.53	0.00	0.04	0.2000	Rectangular	150.000	200.00	0.0130	53.790	0 00:10	0.23	1.46
24	375	249	250	47.49	89.10	0.05	88.90	0.00	0.20	0.4200	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	3.730	0 00:03	0.45	1.76
25	376	250	251	10.96	88.90	0.00	88.80	0.05	0.10	0.9100	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	3.400	0 00:05	0.47	0.39

Tabla 5.1a: Escorrentía superficial del sector en estudio

SN	Element ID Pipe	From (Inlet Node)	To (Outlet Node)	Length (m)	Inlet Invert Elevation (m)	Inlet Invert Offset (m)	Outlet Invert Elevation (m)	Outlet Invert Offset (m)	Total Drop (m)	Average Slope (%)	Pipe Shape	Pipe Diameter or Height (cm)	Pipe Width (cm)	Manning's Roughness	Peak Flow (lps)	Time of Peak Flow Occurrence (days hh:mm)	Max Flow Velocity (m/sec)	Travel Time (min)
26	377	251	252	31.38	88.75	0.00	88.65	0.00	0.10	0.3200	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	5.640	0 00:05	0.42	1.25
27	378	252	253	12.69	88.65	0.00	88.60	0.00	0.05	0.3900	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	5.500	0 00:05	0.51	0.41
28	379	253	254	7.25	88.60	0.00	88.50	0.18	0.10	1.3800	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	5.480	0 00:06	0.51	0.24
29	380	254	255	78.62	88.50	0.18	88.30	0.00	0.20	0.2500	Rectangular	80.000	60.00	0.0130	16.580	0 00:07	0.49	2.67
30	381	255	256	75.08	88.30	0.00	88.04	0.04	0.26	0.3500	Rectangular	80.000	60.00	0.0130	20.030	0 00:09	0.62	2.02
31	382	256	247	6.82	88.04	0.04	87.99	0.38	0.05	0.7300	Rectangular	140.000	120.00	0.0130	20.220	0 00:09	0.58	0.20
32	383	257	258	47.66	88.95	0.00	88.75	0.00	0.20	0.4200	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	5.850	0 00:03	0.44	1.81
33	384	258	259	31.32	88.75	0.00	88.60	0.00	0.15	0.4800	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	7.850	0 00:04	0.58	0.90
34	385	259	254	18.18	88.60	0.00	88.50	0.18	0.10	0.5500	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	7.780	0 00:05	0.51	0.59
35	394	268	269	59.90	90.40	0.40	90.25	0.35	0.15	0.2500	CIRCULAR	50.000	50.00	0.0130	4.430	0 00:12	0.43	2.32
36	395	269	270	40.92	90.25	0.35	89.19	0.40	1.06	2.5900	CIRCULAR	50.000	50.00	0.0130	4.420	0 00:13	0.90	0.76
37	396	270	271	57.41	89.19	0.40	88.25	0.00	0.94	1.6400	Rectangular	50.000	60.00	0.0130	15.890	0 00:02	0.94	1.02
38	397	271	272	5.96	88.58	0.33	88.20	0.49	0.38	6.3800	Rectangular	60.000	50.00	0.0130	3.170	0 00:25	0.77	0.13
39	457	334	335	75.68	88.50	0.00	88.25	0.00	0.25	0.3300	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	7.010	0 00:05	0.32	3.94
40	458	335	345	46.28	88.30	0.05	88.05	0.32	0.25	0.5400	Rectangular	60.000	50.00	0.0130	6.760	0 00:07	0.49	1.57
41	465	341	342	50.64	88.67	0.00	88.01	0.00	0.66	1.3000	CIRCULAR	50.000	50.00	0.0130	27.040	0 00:02	1.79	0.47
42	466	342	238	96.53	88.01	0.00	87.70	0.05	0.31	0.3200	Rectangular	100.000	80.00	0.0100	32.750	0 00:04	0.74	2.17
43	467	343	344	55.31	89.20	0.00	88.66	0.00	0.54	0.9800	CIRCULAR	50.000	50.00	0.0130	8.770	0 00:02	0.69	1.34
44	468	344	342	48.59	88.66	0.00	88.01	0.00	0.65	1.3400	CIRCULAR	50.000	50.00	0.0130	15.450	0 00:03	1.32	0.61
45	Link-11	222	242	56.89	88.79	0.00	88.20	0.00	0.59	1.0400	Rectangular	50.000	40.00	0.0130	0.000	0 00:00	0.00	
46	Link-24	44	Out-01a	62.41	87.53	0.00	0.00	-87.45	87.53	140.2500	CIRCULAR	150.000	150.00	0.0150	62.120	0 00:16	0.53	1.96

Según los resultados analizados con una serie temporal de 6 horas, con una precipitación total de 231.61 mm, en la Tabla 5.1 y 5.1a se muestra la escorrentía por subcuenca (mm) y por consiguiente la escorrentía total (mm). Con las características físicas de las subcuencas el software calcula el coeficiente de escorrentía

7.2 Perfiles de Lámina de Agua

El Grafico 5.1 ilustra los diagramas del perfil que muestran la variación en profundidad simulada del agua con la distancia sobre la trayectoria de los enlaces del sistema colector y los nudos de un punto particular en el tiempo. Una vez se crea el diagrama es posible su actualización en el tiempo cada vez que se seleccionen un nuevo periodo de tiempo utilizando el visor del mapa. Puede visualizarse la animación del conducto mostrando la evolución del calado.

7.3 Análisis de resultados de la cuenca en estudio

El área de cuenca de aporte abarca 39 subcuencas que hacen en total de 10.8 Ha. Y esta a su vez considera 47 buzones y 46 conductos.

El dren planteado en la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18, tiene un solo canal, el cual sería suficiente para transportar el caudal previsto. Las dimensiones de este conducto son de 1.00 m x 0.50 m, por lo cual se plantea un canal en la berma central.

7.4 Discusión

Con los estudios realizados en la presente tesis se demuestra la utilidad del Software SSA que trabaja en el entorno del Autocad Civil 3D.

Respecto a los alineamientos y los detalles de sección de las calles en los diferentes tramos hay cambios que se han realizado considerando las distancias de las redes existentes de agua y desagüe a los límites de propiedad y en algunos casos el cambio de margen derecho o izquierdo tomando como base los planos de las redes de agua y desagüe verificada con el levantamiento topográfico de buzones.

En el estudio hidrológico el expediente técnico evaluado considera un periodo de retorno de 25 años y como base de diseño el método racional para el cálculo de los caudales máximos en cada tramo con que se obtiene el diseño de los canales que determinan el tipo de material y dimensiones.

Se ha tomado como referencia, los estudios desarrollados a nivel de Factibilidad por el Gobierno Regional de Loreto, entre los años 2012 al 2014. De él se ha tomado los estudios básicos de Ingeniería (geodésico, topográfico e hidrológico). Se han considerado los parámetros de diseño para un periodo de retorno de 25 años con un diseño hidrológico e hidráulico utilizando el software SSA con resultados más reales y además cubre algunas de las limitaciones del método racional. Estas limitaciones son:

- Proporciona solamente un caudal pico, pero no el hidrograma de creciente para el diseño.
- Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante), teóricamente podría suceder cuando la duración de la lluvia es corta.
- No considera los efectos de almacenamiento o retención temporal del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos naturales y artificiales.
- Minimiza los efectos de la infiltración en las subcuencas.

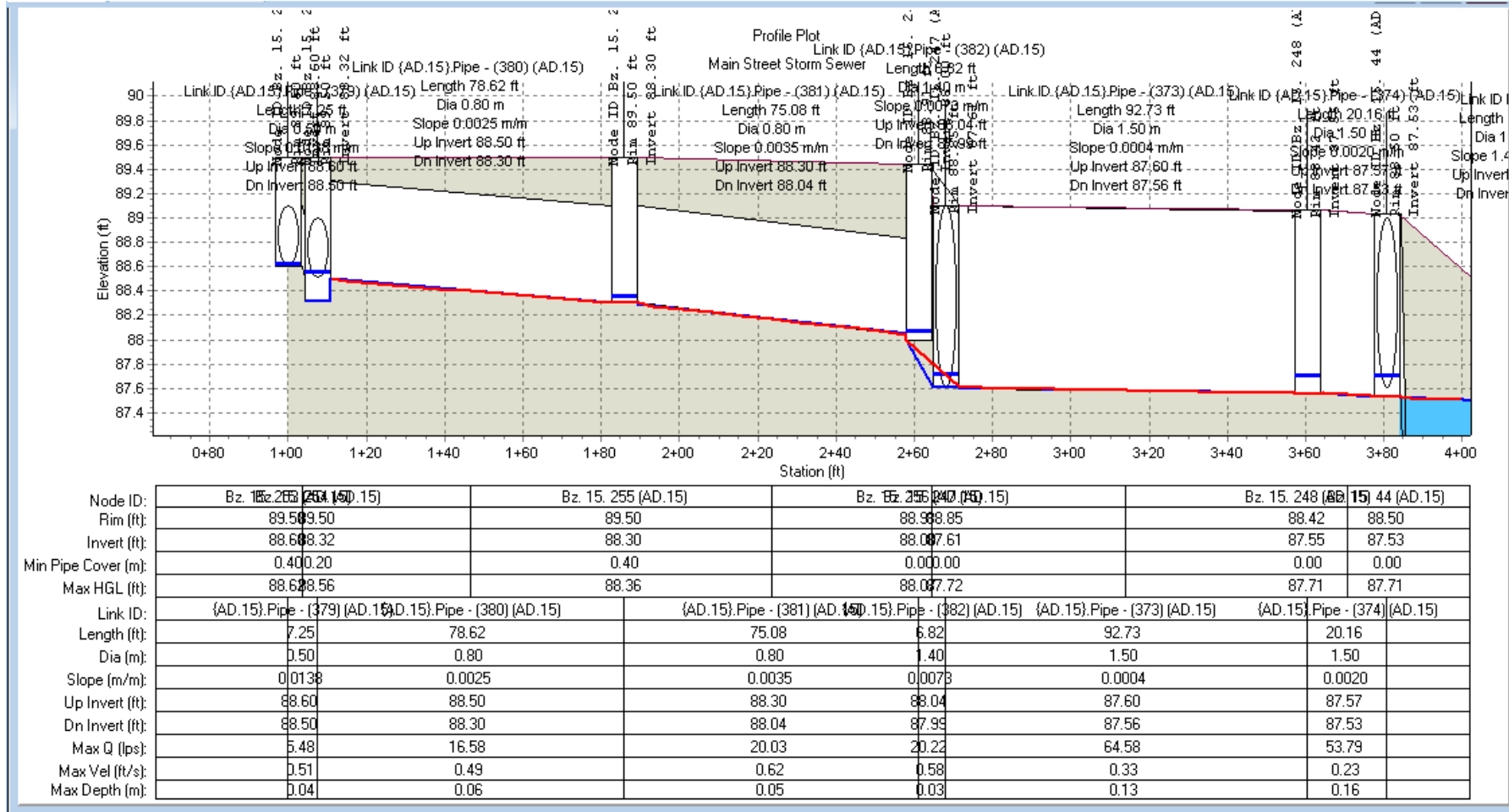
El diseño de los conductos cerrados son los más óptimos posibles. Un parámetro predominante es la pendiente ($S_{mín} = 0.20\%$) con la cual se obtiene la velocidad de flujo en los conductos y se le asigna la mayor altitud permisible en los puntos de captación; este dato, en el diseño, es definido por el levantamiento topográfico en cada sector y el único parámetro variable es el ancho de sección que puede ser incrementado hasta conseguir un determinada relación entre área de flujo y perímetro mojado, porque es sabido que a mayor perímetro mojado hay más pérdida de energía, con esto se trata de resaltar que incrementar el ancho de los canales no optimiza el flujo de aguas pluviales en los canales.

Las diferencias más considerables suceden generalmente al considerar áreas contribuyentes en el sistema que implican cambios en el diseño de las



dimensiones de los canales y por consiguiente las velocidades en el módulo hidráulico en las redes de drenaje.

Grafico 5.1 Perfil longitudinal de los nodos 253 al outfall-01



8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES Conclusiones

De acuerdo a los Estudios Básicos de Ingeniería realizados se ha dividido el proyecto en 39 subcuencas para el modelamiento hidrológico–hidráulico en el software SSA para optimizar los parámetros hidráulicos que determina el diseño de las redes de drenaje. Sin embargo, para que el sistema de drenaje planteado sea funcional es primordial establecer condiciones necesarias de funcionamiento acorde a la Norma GH.010, Norma OS.060 del RNE y el Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Iquitos.

Con la finalidad de analizar solo la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18, se ha determinado las subcuencas de influencia directa, es decir aquellas otras calles que, por su topografía, aportan con sus caudales.

En el área de Hidrología, se ha establecido un periodo de retorno de 25 años, en concordancia a la Norma OS.060 para sistemas de drenaje urbano mayor; para el análisis de frecuencia de datos de precipitación no se consideran suficientes métodos estadísticos.

Dentro de los parámetros hidrológicos se asume un periodo de retorno de 25 años y una precipitación máxima de 231.61 mm. El hietograma de diseño se ha elaborado con el método que más se ajusta (Distribución Gamma 2 Parámetros con series temporales de 6 horas).

El coeficiente n de Manning para el flujo superficial sobre suelo impermeable es $n = 0.013$ (mortero–asfalto) y $n = 0.011$ (tubería de PVC). Las pendientes asumidas son mínimas (mayormente entre 0.0003 y 0.002).

Se desarrolló una metodología para el diseño de sistemas de drenaje urbano tomando como base el modelo matemático SSA, que consiste en el movimiento simultáneo del flujo en las calles y el intercambio de flujo entre los subsistemas

y bajo el enfoque de onda dinámica la cual resuelve las ecuaciones completas de Saint-Venant para el flujo no permanente en canales. El uso del modelo numérico, en ventaja respecto al método tradicional, permitió predecir con mayor precisión el comportamiento hidráulico del sistema de drenaje existente evaluar su situación actual y analizar desde el punto de vista hidráulico los problemas existentes, para formular las mejoras del mismo. Según los resultados obtenidos, el modelo SSA proporciona un conjunto de herramientas interactivas y recursos que son una buena opción para el análisis de grandes proyectos de drenaje urbano.

El modelamiento hidrológico-hidráulico se ha realizado con los datos obtenidos en los Estudios Básicos de Ingeniería del presente proyecto, para las secciones de los canales y tuberías se ha modelado con los datos existentes en el estudio de Factibilidad (datos iniciales). Según el comportamiento hidrológico-hidráulico, por procedimientos reiterativos, las secciones de los canales han quedado ajustadas. El diseño obtenido en el presente proyecto de tesis garantiza el funcionamiento del sistema de drenaje pluvial, con inundaciones de poca duración que afectan mínimamente a su entorno, por lo que no será necesario la utilización de bombas en el diseño.

8.2 Recomendaciones

Se recomienda seguir los lineamientos y parámetros de levantamiento de puntos establecidos por la Norma Técnica Geodésica del Instituto Geográfico Nacional para obtener datos reales.

Para trabajos de considerable magnitud, se recomienda el uso de equipos sofisticados en el levantamiento de poligonales y replanteo de los trabajos en campo, para minimizar errores topográficos. Al momento de estacionar utilizar un trípode estable y nivelado para la estación total y el prisma.

El proceso inadecuado de urbanización es perjudicial para los intereses públicos y representa un obstáculo en el diseño de sistemas de drenaje pluvial, por lo que

la ciudad de Iquitos precisa de una red de control vertical para que sea utilizado en todas las obras de infraestructura (obras viales, obras de saneamiento, viviendas).

Se recomienda a SENAMHI la instalación de una estación pluviográfica para la ciudad de Iquitos, necesaria para la ejecución de obras civiles.

Incentivar en la población para que evacúen las aguas de sus viviendas hacia la red exterior de drenaje (calzada) y evitar en lo posible el ingreso a las redes de desagüe.

Se recomienda a la Municipalidad Provincial de Maynas (MPM) la elaboración de un plan maestro de drenaje pluvial, que determine las etapas de estudio y diseño, las etapas de ejecución a corto, mediano y largo plazo.

Se recomienda a la MPM hacer cumplir estrictamente con el Plan de Desarrollo Urbano en el aspecto de expansión de áreas urbanas y uso de suelos. A las autoridades pertinentes la restauración y conservación de los recursos naturales.

Elaborar un plan de operación y mantenimiento post-ejecución del proyecto que garantice el flujo de las aguas pluviales sin ser propensas a ser contaminadas.

Solucionar el problema de recolección de residuos domésticos para evitar que sean arrojados a los drenes (canales de evacuación de aguas pluviales).

Bibliografía

- Alave Valdivia, E. J. (2014). *Determinación y evaluación de las patologías del concreto para obtener el índice de integridad estructural del pavimento y condición operacional de la superficie de las veredas del distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa provincia de Tacna*. Tacna, Perú: ULADECH.
- Antonio Carpio, H., Garcia Sigaran, N. C., & Tobias Hernandez, K. C. (2011). *PROPUESTA DE DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DEL CASCO URBANO Y COLONIA "LA ENTREVISTA" DEL MUNICIPIO SAN CAYETANO ISTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE SAN VICENTE*. El Salvador: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR.
- Arias Moreno, P. E., & Valdiviezo Peralta, V. M. (2014). *Estudio de Impacto vial para escuelas en zonas urbanas de Lima Metropolitana*. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Bonilla Benito, H. (2006). *Análisis del sistema de transporte público en la ciudad de Huancayo*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bravo, M. C. (2014). *Evaluación de las Patologías de los Pavimentos Intertrabados de la Ciudad de Jaén – Cajamarca*. Jaén: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Camposano, J., & García, K. (2012). *Diagnóstico del estado situacional de la vía: Av. Argentina Av. 24 de Junio por el método: Índice de condición de pavimentos-2012, Huancayo, Perú-2012*. Huancayo Perú: Universidad Peruana de los Andes.
- Cárdenas, R. J. (2016). *Determinación y Evaluación de las Patologías del Pavimento Flexible, para Obtener el Índice de Integridad Estructural del Pavimento Flexible y Condición Operacional de la Superficie de Rodadura de la Avenida Carlos La Torre Cortéz, Distrito De Huanta, Ayacucho, Departamento de Ayacucho, Perú*. Obtenido de: <http://repositorio.uladech.edu.pe/handle/123456789/1289>
- Chávez Aguilar, F. J. (2006). *SIMULACION Y OPTIMIZACION DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO URBANO*. Perú: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU .

- Comunicaciones, M. d. (2008). *Glosario de términos de uso frecuente en proyectos de infraestructura vial*. Lima: MTC.
- Corporación_Andina_de_Fomento. (2011). *Plan de Desarrollo Urbano Sostenible de Iquitos 2011-2021*. Iquitos: Municipalidad Provincial de Maynas.
- Correa Díaz, G. (2014). *Problemas de movilidad urbana*. Pormivilidad urbana, 1-232.
- Correa Díaz, G. (2014). *Problemas de movilidad urbana*.
- Da Silva, D. D. (2015). *Estrategia para el diseño de redes de drenaje pluvial, empleando la modelación matemática, para su aplicación en la ciudad de Luanda Cuba*: Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría.
- de la Paz Fritze, L. C. (2016). *Diseño y Simulación de una Red de Drenaje Pluvial en la Zona Centro-Oeste de Trinidad*. Santa Clara: Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.
- Dirección General de Caminos y ferrocarriles. (2016). *Manuela de dispositivos de control del tránsito automotor para calles y carreteras*. Lima: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Follis, M., Lubari, J. P., Nicolai, M., & Osvaldo, P. (2002). *Hormigón reforzado con fibras de vidrio*. México: UNR.
- García Diez, I. (2015). *Diseño y evaluación de un nuevo sistema de drenaje en las obras lineales*. León: Universidad de León.
- Gardilcic, M., Daza, J., Caballero, G., & Romero, E. (2014). *Análisis de la problemática del tráfico y vialidad del centro histórico de la ciudad de Sucre*. Ciencias Económicas, Administrativas y Financieras, Handbooks, 145-174.
- Granda Acha, R. R. (2013). *Análisis numérico de la red de drenaje pluvial de la urb. Angamos*. Piura: UNIVERSIDAD DE PIURA.

- Guala Pillo, J. C., & Ortiz Moya, L. M. (2013). *DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL PARA EL SECTOR GUAYAQUIL IV, UBICADO EN EL KM. 6.5 DE LA AUTOPISTA TERMINAL TERRESTRE PASCUALES, CANTÓN GUAYAQUIL, PROVINCIA DEL GUAYAS*. Ecuador: UNIVERSIDAD LAICA VICENTE ROCAFUERTE DE GUAYAQUIL.
- Guzmán Balcázar, J. (2014). *Rediseño del Óvalo de Naranjal*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hernández Betancourt, G., Vidaña Bencomo, J., & Rodríguez Esparza, A. (agosto de 2015). *Problemática en Intersecciones viales de áreas urbanas: Causas y soluciones*. CULCyT, 20.
- Hernández Jiménez, M. D. (2018). *Diseño del drenaje pluvial y evaluación de impacto ambiental en Urb. El Chilcal de la ciudad de Piura*. Piura: Universidad de Piura.
- Hernández Jiménez, M. D. (2018). *Diseño del drenaje pluvial y evaluación de impacto ambiental en Urb. El Chilcal de la ciudad de Piura*. Piura: UNIVERSIDAD DE PIURA.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. (2010). *Metodología de la Investigación*. 5° ed. Mexico: Mc.Graw Hill.
- Kerlinger, F. (2002). *Investigación del comportamiento* 3° ed. Mexico: Mc. Graw Hill.
- Landeau, R. (2007). *Elaboración de trabajos de investigación*. Caracas: Editorial Alfa Venezuela.
- Méndez Flores, S. A. (2011). *Diseño del Alcantarillado Sanitario y Pluvial y Tratamiento de Aguas Servidas de la Urbanización San Emilio*. Quito: UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (03 de Enero de 2012). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Obtenido de: <http://www.irhperu.com/manuales/manual-de-hidrologia-hidraulica-y-drenaje>

- Miranda Rebolledo, R. J. (2010). *Deterioros en pavimentos flexibles y rígidos*. Valdivia, Chile:UACH.
- Molina Navarrete, N. (2014). *Evaluación y planteamiento de optimización de la capacidad vial, congestión vehicular y análisis del flujo vehicular en las principales intesecciones semaforizadas del centro histórico del distrito de Santiago y avenidas aledañas al mercado San Pedro*. Cusco: Universidad Andina del Cusco.
- Montejo Fonseca, A. (2006). *Ingeniería de Pavimetos para carreteras* (Tercera ed.). Bogotá, Colombia: Universidad Católica de Colombia.
- Páez, D. (24 de abril de 2016). Academia. Recuperado el 03 de marzo de 2018, de Academia: <http://www.academia.edu/8887710/PAVIMENTO>
- Pequeño Otoya, D. A. (2015). *Comparación de costos y tecnología de mantenimiento utilizando Slurry Seal y mantenimiento convencional en un pavimento flexible*. Cajamarca Perú: Universidad Privada del Norte.
- Rivadeneira Molina, J. (2012). *DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DEL BARRIO "LA CAMPIÑA DEL INCA" CANTON QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA*. Quito: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR.
- Rojas Naira, P. C., & Humpiri Pari, V. H. (2016). *EVALUACIÓN, DISEÑO Y MODELAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE JULIACA CON LA APLICACIÓN DEL SOFTWARE SWMM*. Perú: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO.
- Romero Rojas, G. E. (2012). *Estudio del Ahuellamiento en la carretera IIRSA Norte, tramo 6, Sector Óvalo Cáceres - DV -Sullana*. Piura, Perú: Universidad de Piura.
- Violini, D., & Pappalardi, M. (2006). *Patologías en pavimentos de hormigón a edad temprana*.
- Lima, Perú: Ingenieros civiles.
- Yañez Portal, E. P. (2014). *EFICIENCIA DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EN LA AV. ANGAMOS Y JR. SANTA ROSA*. Perú: FACULTAD DE INGENIERÍA.



2.11 Anexos

2.11.2 Matriz de consistencia

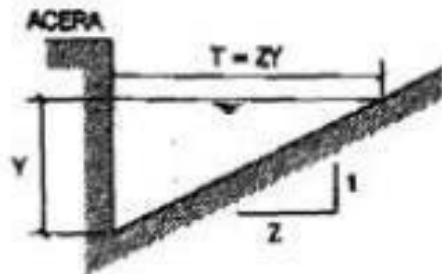
Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables
<p>Problema general.</p> <p>¿Cómo utilizando modelos hidráulicos se pueden planificar el territorio urbano y diseñar los sistemas de drenaje pluvial en las cuadras 15 al 18 del Jirón Putumayo?</p>	<p>Objetivo general.</p> <p>Evaluar el sistema de drenaje actual y plantear un nuevo diseño hidráulico de la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18 en la ciudad de Iquitos aplicando el programa de modelamiento SSA</p>	<p>Hi: La Propuesta de un diseño hidráulico incrementa la evacuación pluvial en el jirón Putumayo de la cuadra 15 a 18, Iquitos – 2019.</p>	<p>LA VARIABLE INDEPENDIENTE (X):</p>
<p>Problemas específicos</p>	<p>Objetivos específicos</p>		<p>El diseño de drenaje pluvial de la avenalle Putumayo</p>
<p>¿Cuáles son los parámetros hidrológicos y de diseño hidráulico que afectan al sistema de drenaje pluvial en la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18??</p>	<p>Determinar los parámetros hidrológicos e hidráulicos para el diseño del sistema de drenaje pluvial de la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18 de la ciudad de Iquitos</p>		<p>LA VARIABLE DEPENDIENTE (Y):</p>
<p>¿Es posible determinar el aporte, en el diseño del sistema de drenaje pluvial, con el programa de simulación Autodesk Storm Sanitary Analysis (SSA) en condiciones reales?</p>	<p>Determinar el caudal de aporte en el diseño del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Iquitos con la aplicación del programa SSA</p>	<p>Ho: La Propuesta de un diseño hidráulico no incrementa la evacuación pluvial en el jirón Putumayo de la cuadra 15 a 18, Iquitos – 2019</p>	<p>Evacuacion Pluvial</p>
<p>¿Determinar cómo utilizando un modelo hidráulico unidimensional como el SSA se puede determinar el caudal de diseño de los sistemas de drenaje pluvial?</p>	<p>Comparar el comportamiento hidráulico con los datos existentes y los resultados del diseño que se planteará en la calle Putumayo entre las cuadras 15 al 18</p>		

Anexo N° 01

FIGURA N° 1
SECCION TRANSVERSAL DE CUNETAS

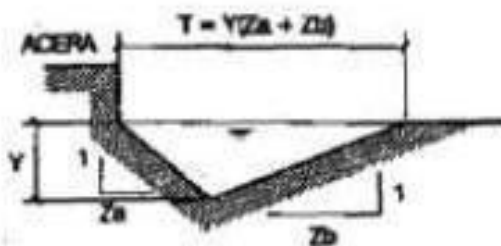


FIGURA N° 2
ECUACION DE MANNING EN LA DETERMINACION DE CAUDALES EN
CUNETAS TRIANGULARES



SECCIÓN : TRIÁNGULO RECTÁNGULO

$$Q = 315 \frac{Z}{n} S^{\frac{1}{2}} Y^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Z}{1 + \sqrt{1 + Z^2}} \right)^{\frac{2}{3}}$$



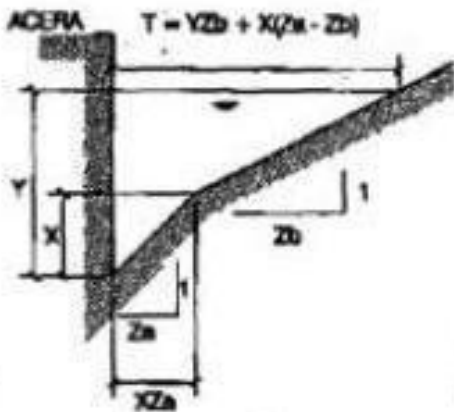
SECCIÓN : TRIÁNGULO EN V

Si $Za = Zb = Z$

$$Q = 630 \frac{Z}{n} S^{\frac{1}{2}} Y^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Z}{\sqrt{1 + Z^2}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Si $Za \neq Zb \rightarrow Zm = \frac{Za + Zb}{2}$

$$Q = 1000 \frac{Zm}{n} S^{\frac{1}{2}} Y^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Zm}{\sqrt{1 + Za^2} + \sqrt{1 + Zb^2}} \right)^{\frac{2}{3}}$$



SECCIÓN : COMPUESTA

$$P = Y + X \sqrt{1 + \left(\frac{1}{Za}\right)^2} + \left(Y - \frac{X}{Za}\right) \sqrt{1 + Zb^2}$$

$$Q = 315 \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} \left(2XY - \frac{X^2}{Za} + Zb \left(Y - \frac{X}{Za} \right) \right)^{\frac{2}{3}} P^{\frac{1}{3}}$$

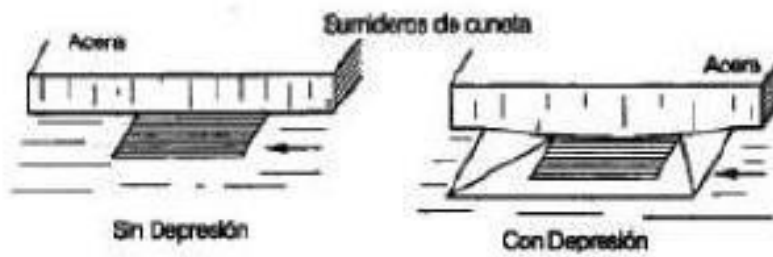
Q=Caudal en litros/seg
 n=Coefficiente de rugosidad de Manning
 S=Pendiente Longitudinal del Canal
 Z=Valor reciproco de la Pendiente Transversal (1:Z)
 Y=Tirante de agua en metros
 T=Ancho Superficial en metros
 P=Perímetro mojado en metros

FIGURA N° 3
TIPOS DE SUMIDERO

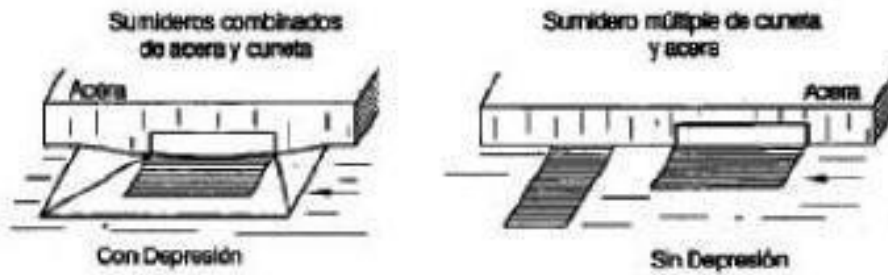
SUMIDERO LATERAL DE SARDINEL O SOLERA



SUMIDERO DE FONDO



SUMIDERO DE MIXTO O COMBINADO



UBICACIÓN DE LOS SUMIDEROS EN INTERSECCIÓN DE LAS CALLES

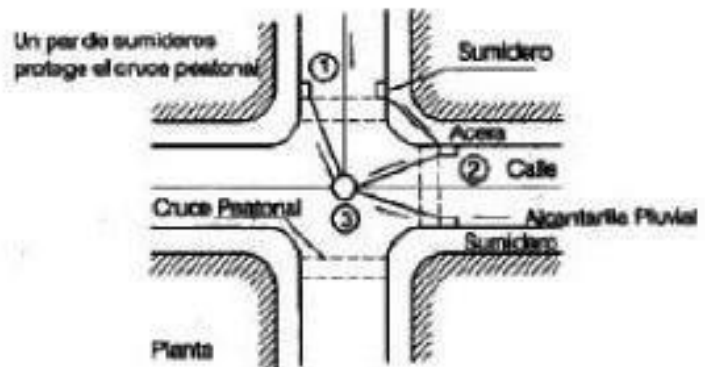


FIGURA N° 4
PLANO DE INGRESO EN EL SUMIDERO DE SOLERA

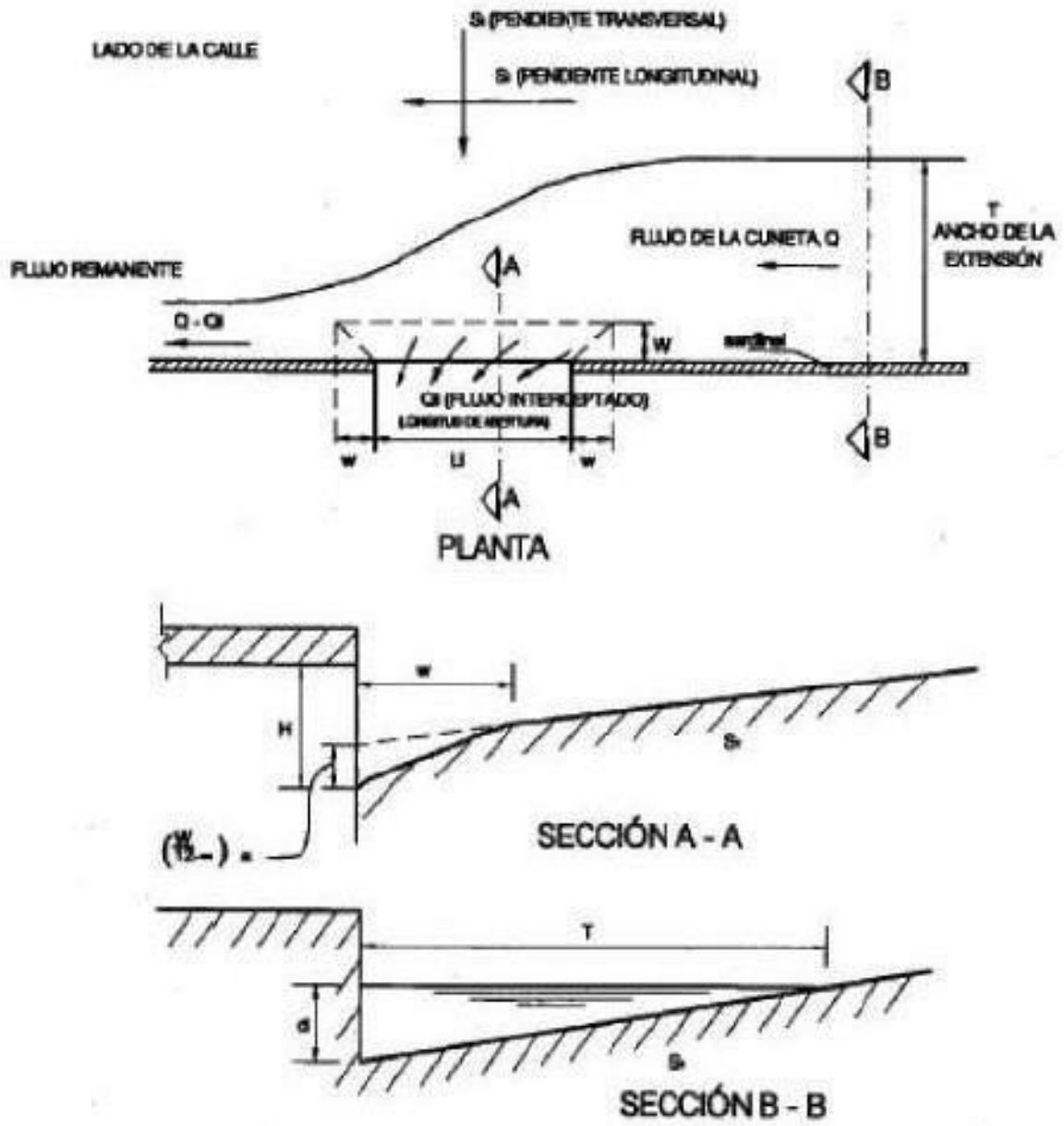


FIGURA N° 5
SUMIDERO TIPO GRANDE CONECTADO A CAMARA – S1

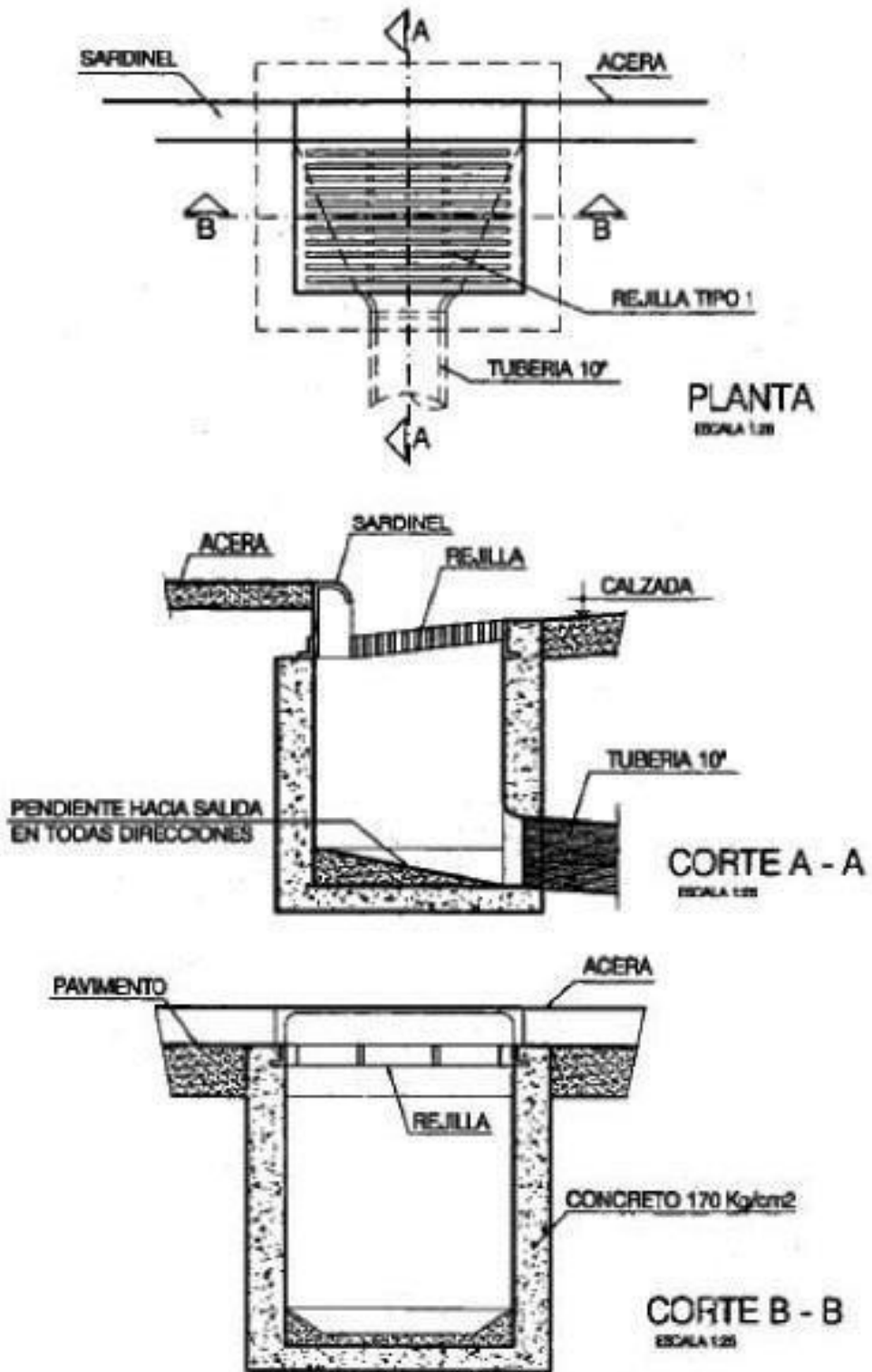


FIGURA N° 6
SUMIDERO TIPO GRANDE CONECTADO A TUBERIA - S2

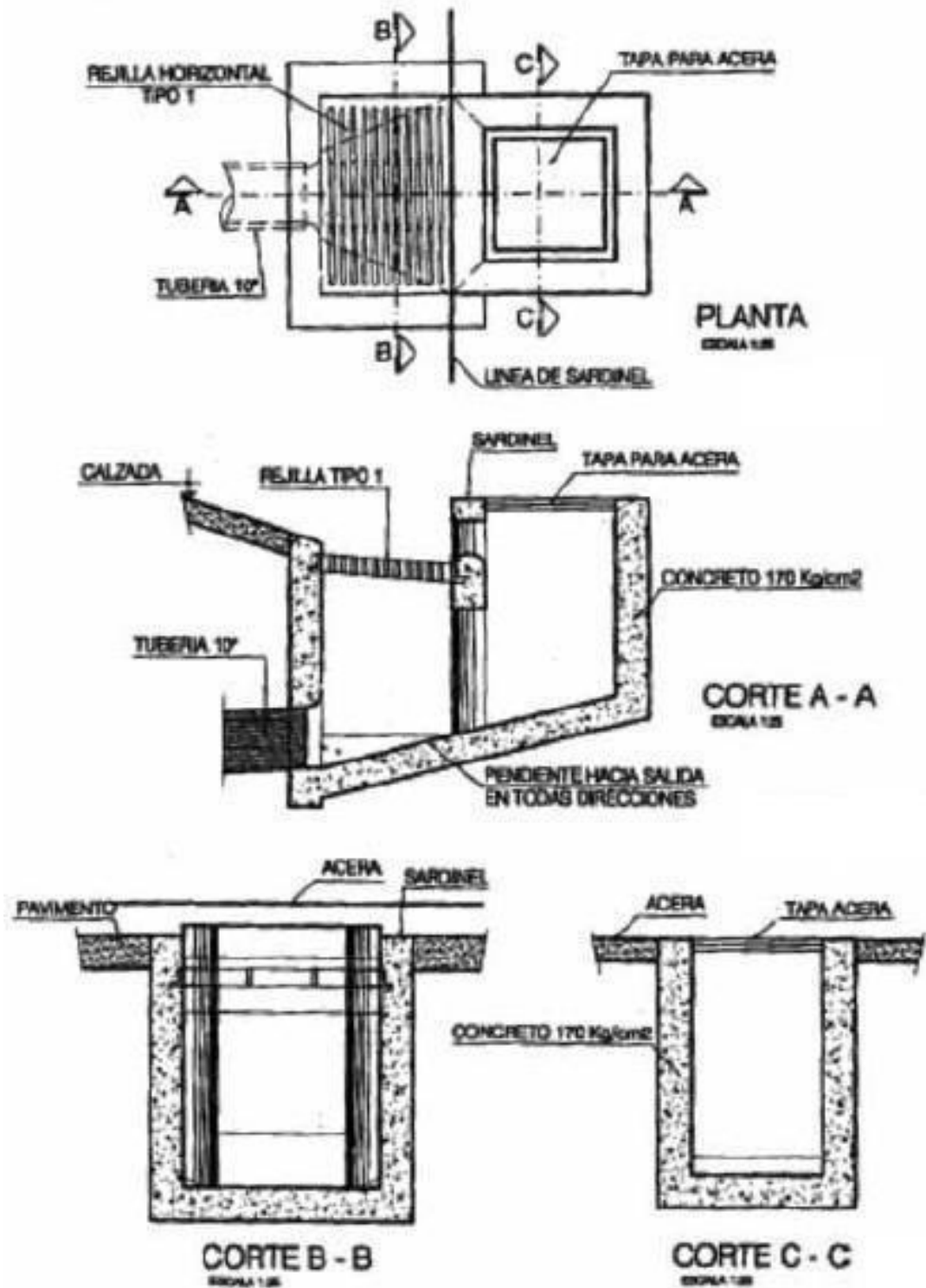


FIGURA N° 7
SUMIDERO TIPO CHICO CONECTADO A LA CAMARA – S3

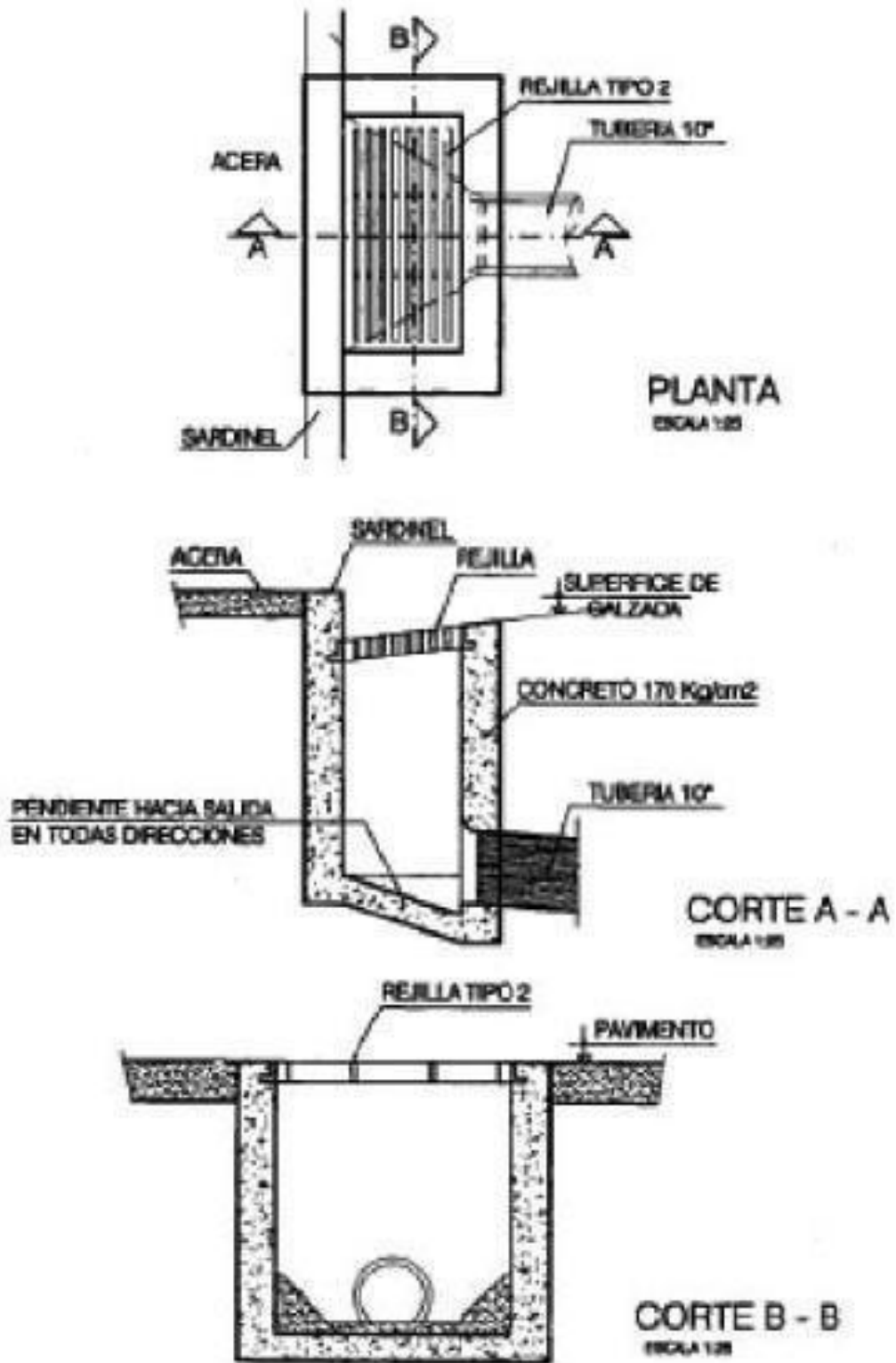


FIGURA N° 8
SUMIDERO TIPO CHICO CONECTADO A LA TUBERIA – S4

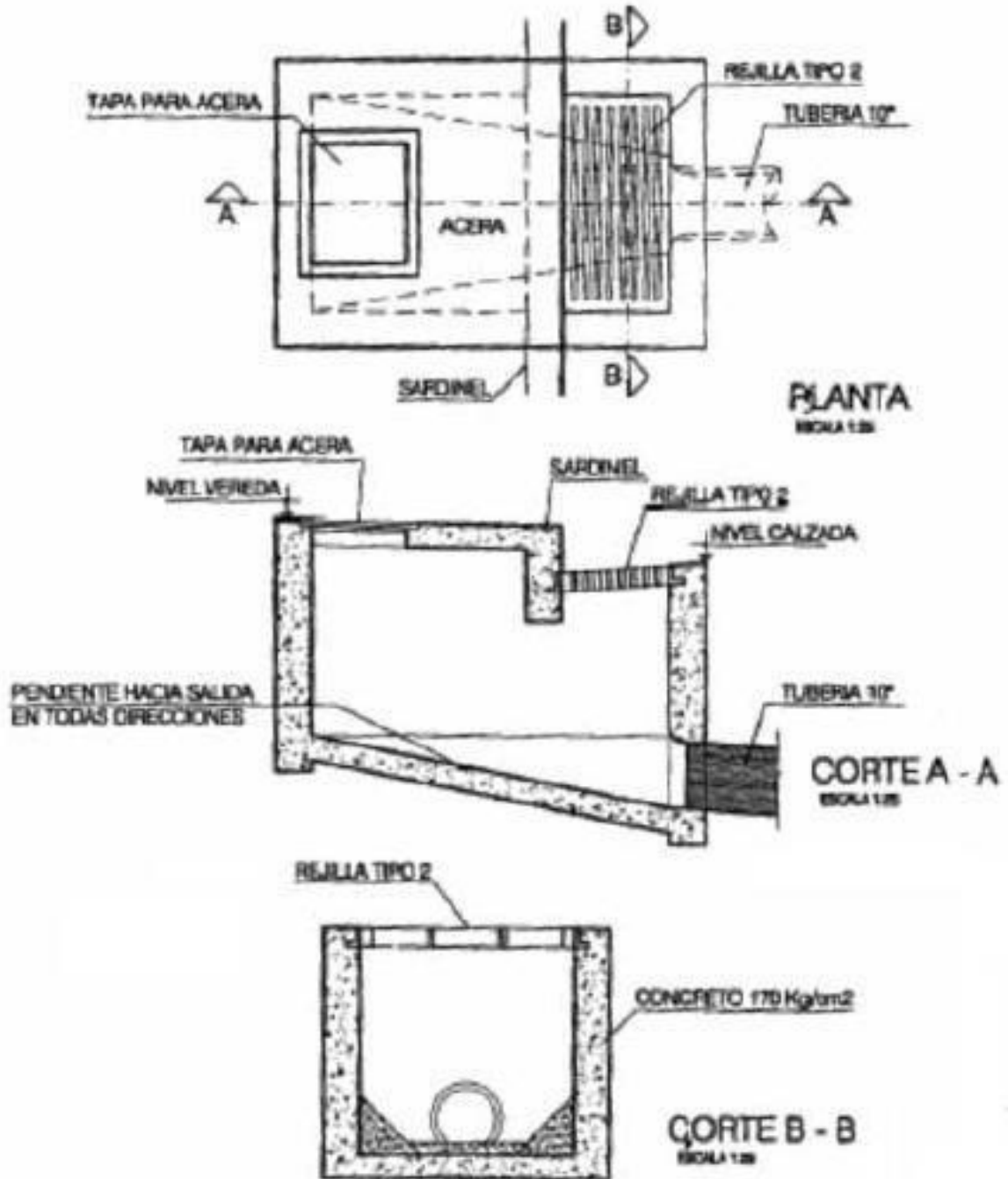


FIGURA N° 9
REJILLA DE FIERRO FUNDIDO PARA SUMIDEROS

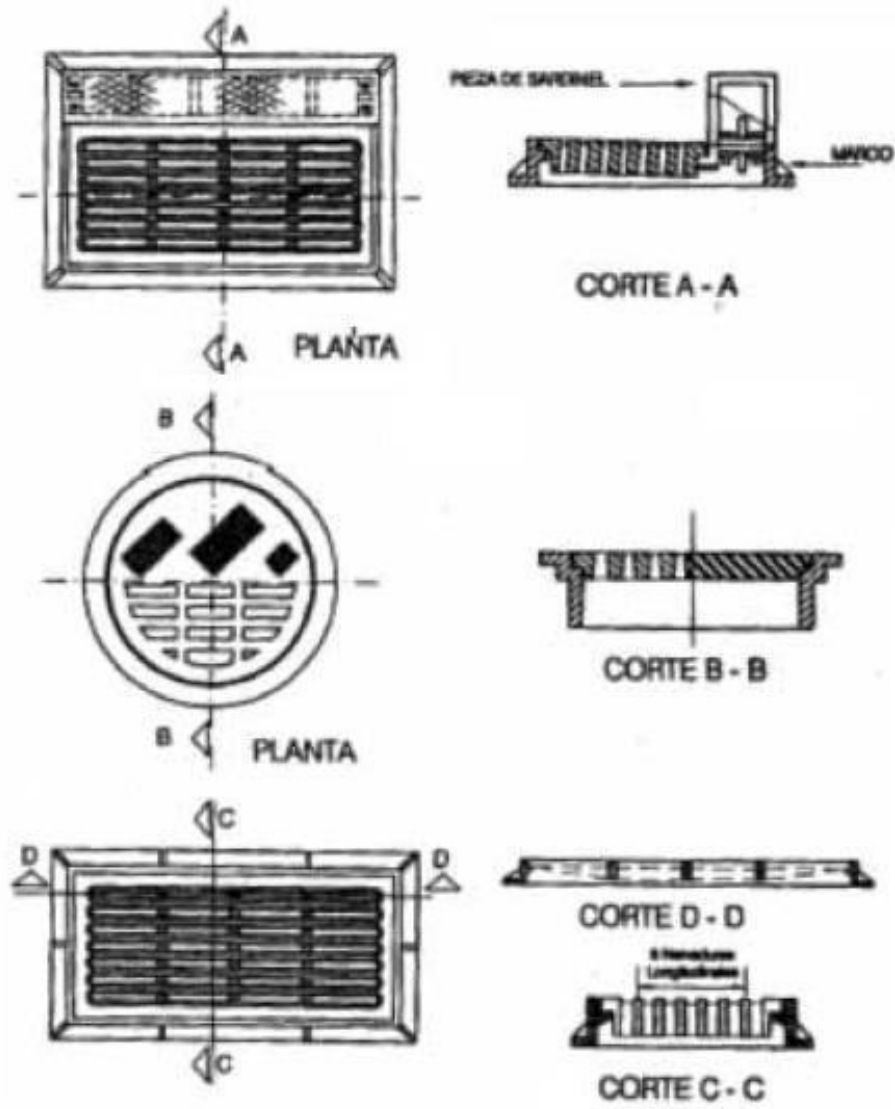


FIGURA N° 10
REJILLA DE FIERRO LAMINADO

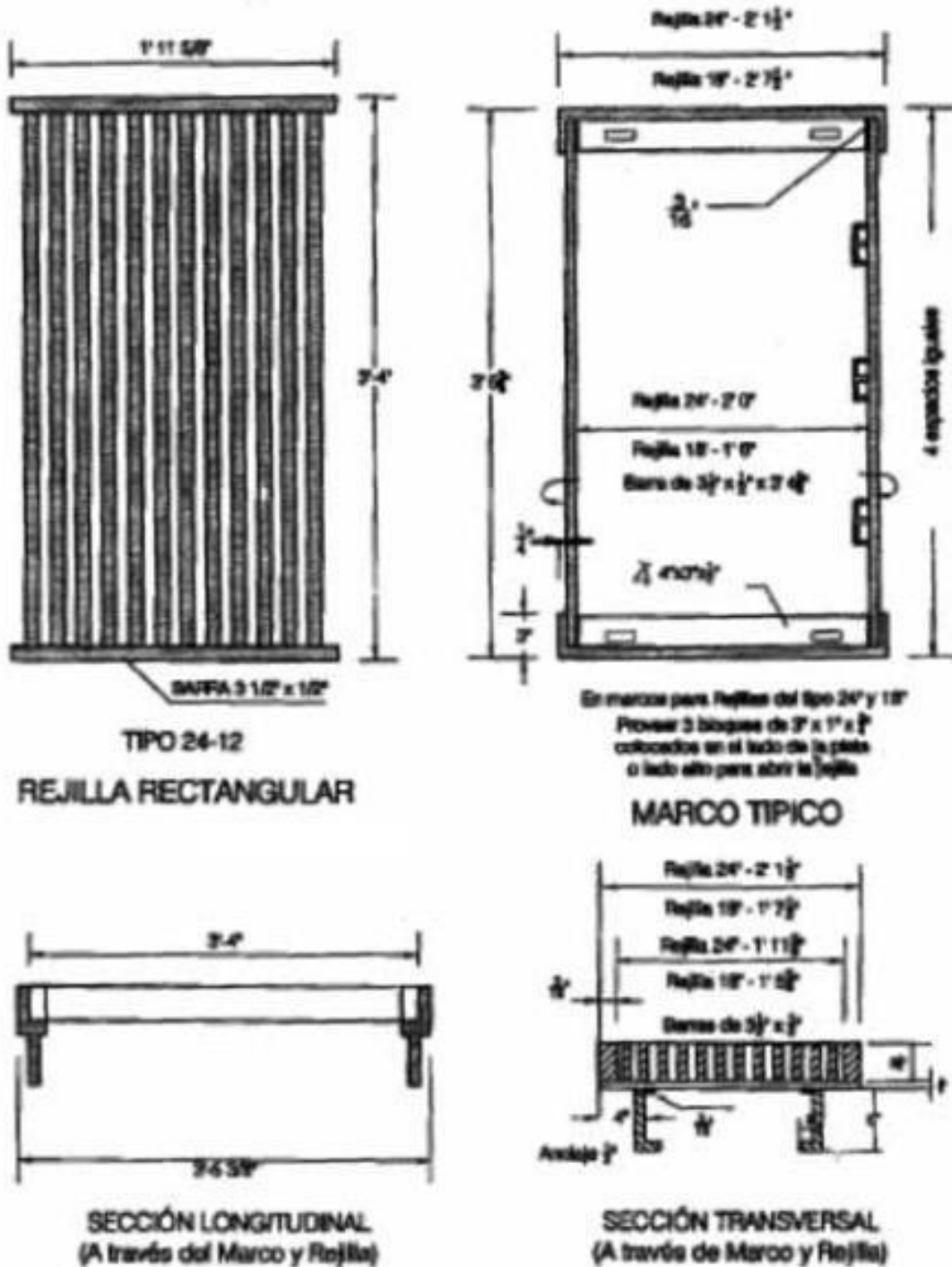


FIGURA N° 11
 REJILLA DE FIERRO

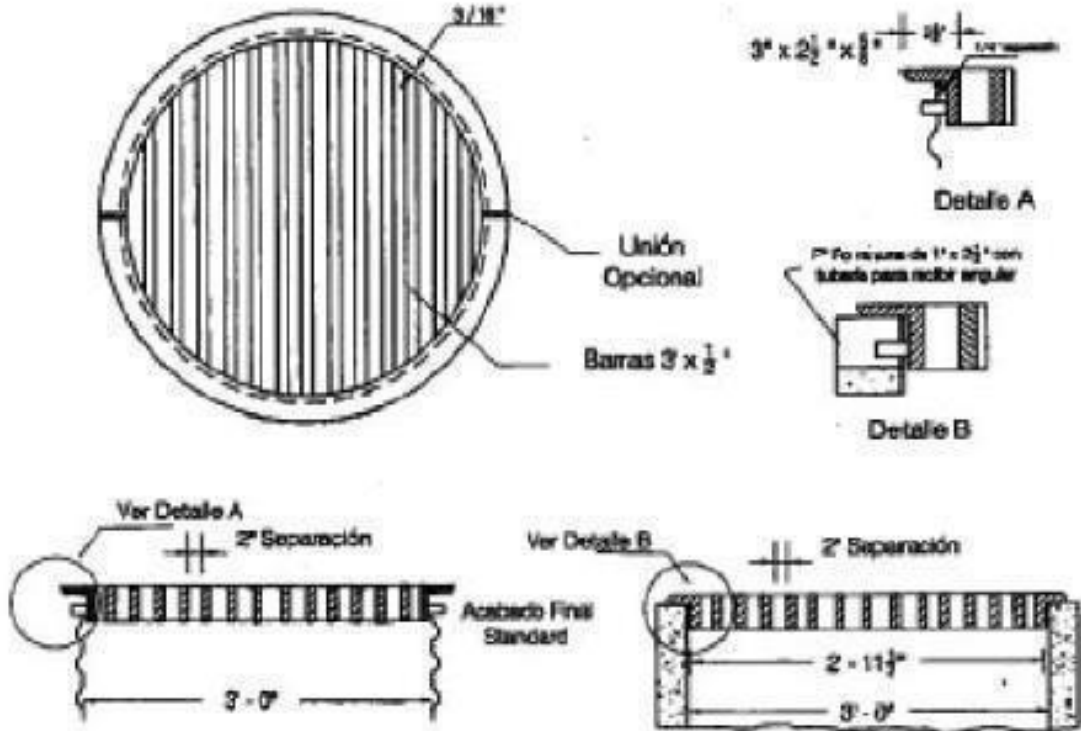


FIGURA N° 12
 REJILLA CUADRADA

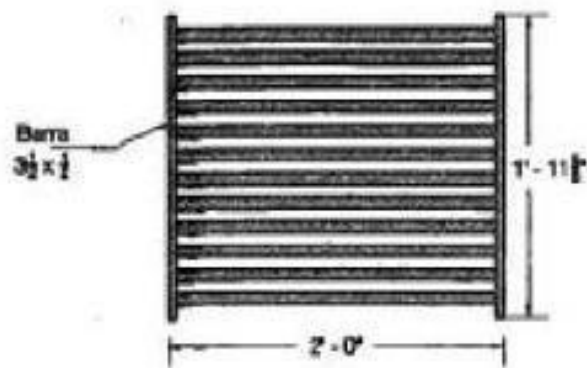


FIGURA N° 13
TUBERIA METALICA CORRUGADA RANURADA

