

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO BOLÍVAR
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**



EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL FLUJO DE AGUAS DE ESCORRENTÍA PLUVIAL QUE SE PRODUCIRÍA A TRAVÉS DE LOS CANALES DE RÁPIDAS ESCALONADAS EN EL CONJUNTO URBANÍSTICO “JOSÉ GREGORIO HERNÁNDEZ” EN LA POBLACIÓN DE TEMBLADOR, ESTADO MONAGAS, VENEZUELA.

**TRABAJO FINAL DE GRADO
PRESENTADO POR LOS
BACHILLERES GARCIA T.,
LUIS B. Y MOHAMED A.,
EDUIN G. PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO
GEÓLOGO.**

CIUDAD BOLÍVAR, OCTUBRE DE 2023



**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO BOLÍVAR
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA**

HOJA DE APROBACIÓN

Este Trabajo de Grado, titulado: **EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL FLUJO DE AGUAS DE ESCORRENTÍA PLUVIAL QUE SE PRODUCIRÍA A TRAVÉS DE LOS CANALES DE RÁPIDAS ESCALONADAS EN EL CONJUNTO URBANÍSTICO “JOSÉ GREGORIO HERNÁNDEZ” EN LA POBLACIÓN DE TEMBLADOR, ESTADO MONAGAS, VENEZUELA.** presentado por los bachilleres **GARCIA T., LUIS B.** de cédula de identidad N° **28.708.135**, y **MOHAMED A., EDUIN G.** de cédula de identidad N° **26.249.545** como requisito parcial para optar por el título: **INGENIERO GEÓLOGO**, ha sido aprobado de acuerdo al reglamento de la Universidad de Oriente.

Nombre y Apellido	Firma
<u>Prof. Dafnis Echeverría</u> (Asesor)	_____
<u>Prof (a). Karla Padilla Flores</u> (Jurado)	_____
<u>Prof (a). Beatriz Echeverría</u> (Jurado)	_____
_____ Prof. Francisco Monteverde Jefe del Departamento de Ing. Geológica	_____ Prof. Francisco Monteverde Director de Escuela Ciencias de la Tierra

En Ciudad Bolívar a los ____ días del mes de octubre de 2023

DEDICATORIA

Primeramente, a Dios, a la Virgen Santísima y al espíritu santo por darme una madre como Ana Toledo y unos hermanos como Barbara Asuaje y Jorge Asuaje que fueron ejemplo presente que contribuyeron a mi formación.

Para mi sobrina Jatsaray Bolívar, que junto a su madre he sido un ejemplo para ella para su formación académica.

Al amor de mi vida Rogenesis Ochoa que llevo a darme su apoyo incondicional en todo momento como en la salud y en los últimos semestres de mi formación académica y en mi formación laboral en Minerven C.A.

A mis grandes amistades de vida a Greiskelly Virriell, Maykelis Muñoz y Eunice Rodríguez por brindarme el apoyo y la ayuda tanto a mí, como a mi familia.

A mis vecinos de chaguaramal por siempre estar ahí pendiente y prestarme el apoyo. Olga Arzola, Geomar Leon, Julio Casanova, José Arreaza, Irving Prini y Rocio Godoy.

A mi grupo de amigos que me regalo la Universidad De Oriente, por siempre brindarme ese apoyo en todo momento y estar para mí y para mi familia, ser de gran ayuda en mi formación académica y contar con ellos en todo momento de verdad muchas gracias muchachos... Eduin Mohamed, Jose Marin, Jorlenis Ruiz, Jesús Farias, Dorialis Gonzalez y Héctor Peraza. Siempre será el Frente Universitario.

Luis B. Garcia T.

DEDICATORIA

Primeramente, gracias a Dios por la oportunidad vivida, a cada uno de los profesores por su tiempo y dedicación en forjarnos como profesionales, a mi madre amada Rosa Elena Aguinagalde y mi hermana Rosa Elena Moreno por el gran apoyo en todo este trayecto tan hermoso que es la vida universitaria, ellas que son mi todo y a todos mis hermanos por siempre decirme Ingeniero y motivarme a salir adelante en todo momento.

A mis hermanos de la Fe por cada oración, Isbelia Hernandez, Radaysi Vergara, Sergio Rojas, Raquel Rodríguez y Mireya Rodríguez, por todo ese grandioso apoyo incondicional en mi vida, a mi gran amiga vecina Yosmery Campero por sus motivaciones diarias.

Las vivencias con los amigos o mejor dicho los hermanos que gracias a la Casa Más Alta pude tener, personas con gran determinación al momento de prepararse para los exámenes, José Marín, Luis Garcia (El Toledo) Jorleni Ruiz, Yonatan Navea, Rafael Álvarez, persona que vale la pena preservar.

Finalmente, el agradecimiento total a los que no logré nombrar...ellos saben cuál es mi amor y aprecio hacia ellos.

Eduin G. Mohamed A.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por estar siempre de nuestro lado y por darnos una familia maravillosa.

A nuestro asesor Dafnis Echeverría por apoyarnos y orientarnos en la elaboración de nuestro trabajo de grado, siempre estar ahí para nosotros y aclararnos cualquier duda de la evaluación hidráulica del flujo agua de escorrentía pluvial que se produciría a través de los canales de rápidas escalonadas en el conjunto urbanístico “José Gregorio Hernández” en la población de temblador, Estado Monagas, Venezuela.

A nuestra Universidad de Oriente por las herramientas brindadas y el conocimiento adquirido en nuestra formación. Muchas gracias por las atenciones recibidas.

Luis B. Garcia T.
Eduin G. Mohamed A.

RESUMEN

Los canales de rápidas escalonadas son una técnica de ingeniería hidráulica que se utilizan para mitigar los efectos de las inundaciones. Estos canales consisten en una serie de escalones que reducen la velocidad del flujo del agua, lo que permite que los sedimentos se depositen y formen una barrera natural contra las inundaciones. Este estudio está basado en las necesidades de drenaje de las aguas de lluvia del conjunto urbanístico “José Gregorio Hernández” en la población de Temblador, estado Monagas. El objetivo principal de la investigación es proponer la ingeniería básica del sistema de descarga final basado en torrenteras de las aguas de escorrentía pluvial provenientes desde el conjunto residencial. Para ello se aplicará una estrategia o diseño de campo y documental enmarcada dentro de esta investigación de tipo proyecto factible. Entre los objetivos específicos planteados se encuentra en primer lugar, la caracterización de la pluviosidad de la zona de estudio, definición de los parámetros morfométricos de la zona de captación en el área de estudio, determinación del caudal aportado por la cuenca de drenaje del área de estudio, definición del trazado en planta y perfil longitudinal del canal de drenaje torrentera en la zona de estudio y la determinación de los parámetros geométricos e hidráulicos del canal de drenaje y de los flujos. Una vez realizadas estas actividades, se estimó el caudal de drenaje para el diseño de la torrentera y se disen una torrentera.

CONTENIDO

HOJA DE APROBACIÓN	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN	vi
CONTENIDO	vii
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABLAS	xii
LISTA DE APÉNDICES	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	3
SITUACIÓN A INVESTIGAR	3
1.1 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 Objetivos de la investigación.....	5
1.2.1 Objetivo General.....	5
1.2.2 Objetivos específicos.....	5
1.3 Justificación de la investigación.....	6
1.4 Alcance de la investigación.....	6
CAPÍTULO II	7
GENERALIDADES	7
2.1 Ubicación y acceso al área de estudio.....	7
2.2 Características generales del medio físico y biótico del área.....	9
2.2.1 Geología.....	9
2.2.2 Geomorfología y suelos.....	16
2.2.3 Vegetación.....	18
2.2.4 Aspectos hidrográficos.....	19
CAPÍTULO III	21
MARCO TEÓRICO	21
3.1 Antecedentes de la investigación.....	21
3.2 Fundamentos teóricos.....	22
3.2.1 Hidrología urbana.....	22
3.2.2 Sistemas de drenaje.....	22
3.2.3 Acciones del sistema de drenaje urbano.....	23

3.2.4	Objetivos de un sistema de drenaje.....	23
3.2.5	Tipos de drenaje.....	24
3.2.6	Variables hidrometeorológicas	25
3.2.7	Canales abiertos	31
3.2.8	Tipos de canales abiertos	32
3.2.9	Tipos de flujo en canales	34
3.2.10	Estados del flujo.....	35
3.2.11	Distribución de velocidades en canales	37
3.2.12	Geometría de canal	37
3.2.13	Elementos geométricos de una sección de canal	39
3.2.14	Ecuaciones fundamentales que rigen el flujo de un canal	41
3.2.15	Energía específica en un canal.....	43
3.2.16	Determinación de caudal de captación de un canal y caudal de diseño de una cuenca.....	47
3.2.17	Coefficiente de escurrimiento	52
3.2.18	Curvas Intensidad, duración y frecuencia.....	55
3.2.19	Área de captación y cuenca de drenaje.....	57
3.2.18	Determinación de la capacidad hidráulica de una vía.....	58
3.2.19	Trazado de canales abiertos	59
3.2.20	Torrenteras o rápidas escalonadas	61
3.3	Definición de términos básicos	69
3.3.1	Abrupto	69
3.3.2	Áreas inundables.....	69
3.3.3	Canales de drenajes.....	70
3.3.4	Cartografía	70
3.3.5	Cavitación	70
3.3.6	Climatología.....	70
3.3.7	Coefficiente de escorrentía (C)	70
3.3.8	Coefficiente de Manning (n)	71
3.3.9	Colectores	71
3.3.10	Cota.....	71
3.3.11	Cuenca	71
3.3.12	Cuenca hidrográfica	72
3.3.13	Datum.....	72
3.3.14	Desnivel	72
3.3.15	Embaulamiento	72
3.3.16	Escorrentía	72
3.3.17	Fluctuar	73
3.3.18	Hidrología:	73
3.3.19	Inundación	73
3.3.20	Meteorología.....	73
3.3.21	Pendiente.....	73
3.3.22	Perfil longitudinal	74

3.3.23 Perfil transversal	74
3.3.24 Pluviómetro.....	74
3.3.25 Zanjas.....	74
CAPÍTULO IV	75
METODOLOGÍA DE TRABAJO	75
4.1 Tipo de investigación	75
4.2 Diseño de investigación.....	76
4.3 Población y muestra de la investigación	77
4.3.1 Población de la investigación	77
4.3.2 Muestra de la investigación	77
4.4 Técnicas de recolección de datos.....	78
4.5 Flujograma de la metodología de trabajo	80
4.5.1 Procedimiento para el logro de los objetivos.....	80
CAPÍTULO V.....	83
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	83
5.1 Caracterización de la pluviosidad del área de estudio.....	83
5.1.1 Precipitación	83
5.2 Parámetros dimensionales de la zona de captación.....	85
5.2.1 Área (A)	85
5.2.2 Longitud de la cuenca (L).....	86
5.2.3 Perímetro (P).....	86
5.2.4 Ancho de la cuenca (w)	86
5.2.5 Factor forma (F).....	86
5.2.6 Pendiente media de la cuenca (S)	87
5.3 Caudal de drenaje aportado por la cuenca.....	90
5.3.2 Determinación del período de retorno	94
5.3.4 Caudal de drenaje de la cuenca.....	96
5.4 Relieve del talud a través del cual se trazará la torrentera	97
5.5 Definir el trazado en planta y perfil longitudinal de la caída escalonada.....	98
5.6 Determinar los parámetros geométricos e hidráulicos de la torrentera	99
5.6.1 Ancho de la solera o base (b).....	99
5.6.2 Profundidad normal y profundidad crítica.....	100
5.6.3 Parámetros hidráulicos y geométricos de la sección transversal	101
5.6.4 Huella y contrahuella de la torrentera.....	102
CAPÍTULO VI	105
LA PROPUESTA	105
6.1 Objetivo de la propuesta.....	105

6.2 Alcance de la propuesta.....	105
6.3 Justificación de la propuesta.....	105
6.4 Metodología de trabajo.....	106
6.5 Propuesta de la torrentera o rápida escalonada.....	106
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	110
Conclusiones	110
Recomendaciones	111
REFERENCIAS	112
APÉNDICES.....	115

LISTA DE FIGURAS

	Página
2.1 Acceso a la población Temblador desde Ciudad Guayana y desde Maturín.....	7
2.2 Ubicación relativa de Temblador.....	8
2.3 Ubicación nacional de la población de Temblador, municipio Libertador, estado Monagas.....	8
2.4 Ubicación relativa del urbanismo en Temblador.....	9
2.5 Mapa geológico de la zona de Temblador. USGS, 2023.....	11
2.6 Ubicación geográfica de cuencas de Venezuela (PDVSA- INTEVEP, 2006).....	13
2.7 Corte Geológico idealizado de la Sub-cuenca de Maturín (Aymard, y otros, 1990).....	15
3.1 Abaco para estimación del tiempo de concentración en cuencas rurales (Arocha, 2012).....	52
3.2 Torrentera en gradería (Aristizabal et al,2013).....	64
3.3 Torrentera en gradería con bloques en el fondo (Aristizabal et al, 2013).....	65
3.4 Régimen de flujo saltante sobre un canal en gradería (Mejía, 1999)....	66
4.1 Flujograma de la investigación.....	80
5.1 Serie de tiempo, Promedio de área de la tasa de precipitación diaria (mm/día) 0,25 grados. Período 1998-01-01 a 2005-12-31.....	84
5.2 Serie de tiempo, Promedio de área de la tasa de precipitación diaria (mm/día) 0,25 grados. Período 2005-01-01 a 2009-12-31.....	84
5.3 Serie de tiempo, Promedio de área de la tasa de precipitación diaria (mm/día) 0,25 grados. Período 2010-01-01 a 2019-12-31.....	85
5.4 Distribución de las calles del urbanismo.....	88
5.5 Sub-cuencas del urbanismo “José Gregorio Hernández”.....	89
5.6 Identificación de parcelas que integran el urbanismo.....	89
5.7 Identificación de sectores que drenan en cada sub-cuenca.....	90
5.8 Curva IDF para Tr=25 años de Estación Puerto Ordaz, período 1968-2000 (CVG TECMIN, C.A., 2015).....	95
5.9 Orientación de los sectores tributarias.....	95
5.10 Trazado en planta de la torrentera.....	98
5.11 Trazado en planta de la rápida escalonada.....	98
5.12 Perfil longitudinal de la torrentera.....	99
5.13 Cálculo de los parámetros hidráulicos y geométricos de la rápida (sin disipación de energía).....	102
6.1 Esquema de la sección transversal de la torrentera o rápida escalonada	107
6.2 Perfil longitudinal de la torrentera.....	108
6.3 Sección transversal de una torrentera con protección de enrocado.....	109

LISTA DE TABLAS

		Página
3.1	Velocidades de escurrimiento en laderas. Cobertura Vegetal (V= m/min). (Arocha, R., 2012).....	51
3.2	Coefficiente de escurrimiento (Bolinaga, 1979).....	54
3.3	Coefficientes de escurrimiento de acuerdo a la zonificación del uso de tierra. (Bolinaga, 1979).....	54
3.4	Factores de incremento de “C” (Bolinaga, 1979).....	55
3.5	Coefficientes de escurrimiento para su uso en taludes (<i>Japan Road Association</i> , 1984).....	67
3.6	Parámetros hidráulicos del canal rápida.....	69
5.1	Coefficientes de escurrimiento (Aparicio, 2001).....	91
5.2	Distribución de parcelas según su tipo de cobertura y superficie.....	91
5.3	Distribución de áreas por parcelas y sectores.....	92
5.4	Distribución de áreas por sub-cuenca roja.....	92
5.5	Distribución de áreas por sub-cuenca amarilla.....	93
5.6	Coefficiente de escurrimiento ponderado de la sub-cuenca amarilla...	94
5.7	Intensidad de lluvia de las Sub-cuencas.....	96
5.8	Caudales de las sub-cuencas.....	97
5.9	Resumen de los parámetros geométricos e hidráulicos de la rápida (sin disipación de energía).....	102
5.10	Valores establecidos para el cálculo de torrenteras (Camacho, 2004).	103

LISTA DE APÉNDICES

	Página
APÉNDICE A. GRÁFICOS PARA EL CÁLCULO DE TORRENTERAS	116
A.1 Profundidad normal. Secciones rectangulares (Camacho, 2004).....	117

INTRODUCCIÓN

El manejo de las aguas de escorrentía pluvial y de las inundaciones son un problema frecuente en muchas partes del mundo, incluyendo Venezuela ya que pueden causar daños materiales y pérdidas de vidas. Una de las técnicas de ingeniería hidráulica más utilizadas para mitigar los efectos de las inundaciones es la construcción de canales de rápidas escalonadas. Estos canales consisten en una serie de escalones que reducen la velocidad del flujo del agua. Los canales de rápidas escalonadas son eficientes en términos de costo por lo que se constituyen en una alternativa económica a otras técnicas de ingeniería hidráulica. Un sistema de drenaje urbano bien diseñado y mantenido puede ayudar a proteger a las personas y las propiedades de las inundaciones, controlar la contaminación del agua y proteger la salud pública. La vida útil de los sistemas de drenaje urbano está muy relacionada no solo con la calidad de los materiales utilizados y la calidad de construcción, sino en su planificación y concepción de los criterios de diseño. La recolección, encauzamiento y disposición de las aguas, tanto superficiales como subterráneas son especiales para garantizar la estabilidad e integridad de las ciudades.

En esta investigación se tratará sobre la disposición final adecuada de las aguas de escorrentía pluvial que drene el conjunto urbanístico “José Gregorio Hernández” en la población de Temblador del estado Monagas. La investigación tendrá un carácter o nivel de proyecto factible y se aplicará para su desarrollo una estrategia o diseño de campo y documental. La ejecución de la investigación ameritará una caracterización de las condiciones de pluviosidad existentes en el área de estudio; asimismo se deberá delimitar la cuenca con base a las características de la topografía. También se estimará el coeficiente de escurrimiento ponderado, la intensidad de lluvia, y los caudales drenados. Todo ello permitirá desembocar en el diseño final de la torrentera como obra hidráulica para la disposición de las aguas en su tránsito hacia su descarga final

El documento presente está estructurado en seis (6) capítulos:

El Capítulo I denominado Situación a investigar, está conformado por el planteamiento del problema, objetivos, justificación y el alcance que se plantean a desarrollar.

El Capítulo II. Generalidades: trata sobre la ubicación y generalidades del área de estudio.

El Capítulo III. Marco Teórico. Muestra los antecedentes de estudio en la zona y conceptos teóricos y prácticos que enriquecen el contenido del trabajo.

El Capítulo IV. Metodología de investigación: trata sobre la metodología donde se describe el tipo de investigación, su diseño, la población y muestra de la investigación, el flujograma y el procedimiento para el logro de los objetivos.

En el Capítulo V. Análisis y presentación de resultados: se presentan los resultados de la investigación.

Capítulo VI. Propuesta, contiene el objetivo de la propuesta, su justificación, alcance, el desarrollo de la propuesta y finalmente los aspectos más importantes de la misma.

Por último, se muestran las conclusiones y recomendaciones relevantes de la investigación.

CAPÍTULO I

SITUACIÓN A INVESTIGAR

1.1 Planteamiento del Problema

Globalmente se puede observar la presencia de fenómenos climáticos que afectan enormemente a las diferentes poblaciones que allí se encuentren localizadas, debido a ello, se puede notar la gran acumulación de agua en las calles y carreteras de diversos sitios, esto sucede debido a varios factores, pero uno de los principales es la falta de drenajes para canalizarlas.

El aumento de la población, el desarrollo de países, estados y ciudades en los últimos tiempos han traído como consecuencia la búsqueda de soluciones rápidas y eficaces que den solución a la alta demanda de la población, tal es el caso de los servicios públicos los cuales afectan directamente la calidad de vida de las personas, entre los que tienen especial importancia la recolección y disposición de las aguas pluviales, comúnmente conocido como drenaje urbano.

En la actualidad existe una evidente problemática en los sectores urbanizados de las grandes poblaciones de Latinoamérica, que han venido creciendo indiscriminadamente sin una planificación verdaderamente efectiva, pues en la mayoría de los casos las construcciones de las viviendas no cumplen con las leyes y reglamentos indicados por los organismos establecidos para ello, en este caso específico, con los reglamentos que están relacionados con la recolección, conducción y disposición de las aguas de lluvia.

En este sentido, se puede observar que en Venezuela se presentan graves casos de inundaciones y crecidas de los cursos naturales del agua cuando se suscitan ciclos

de pluviosidad de relativa intensidad y duración, lo cual generalmente provoca el colapso de los sistemas de drenaje, los cuales o no están establecidos o simplemente no tienen la capacidad requerida para la disposición de las aguas producto de las precipitaciones. Por lo general estas aguas desembocan en ríos, lagunas o quebradas y en el mar en las zonas costeras, sin embargo, muchas de estas obras hidráulicas carecen de un funcionamiento o un exceso en las aguas pluviales para la cual estos drenajes fueron diseñados.

En la población de Temblador, específicamente en el futuro conjunto residencial “José Gregorio Hernández” se hará necesario un sistema de recolección para descarga final de todas las aguas que drenará el mencionado conjunto residencial. Debido al desnivel entre la cota media del urbanismo y las cotas de los terrenos adyacentes se prevé que se ameritará un sistema de conducción de aguas tipo caídas escalonadas o torrenteras que permita conducir el agua de escorrentía y disminuir la energía cinética del flujo.

En vista del anterior planteamiento, surgen las siguientes interrogantes de investigación:

¿Cuáles serán las características pluviométricas del área de estudio?

¿Cómo son los parámetros morfométricos de la zona de captación en el área de estudio?

¿Cuál es el caudal aportado por la cuenca de drenaje del área de estudio?

¿Cómo sería el trazado en planta y perfil longitudinal del canal de drenaje torrentera en la zona de estudio?

¿Cuáles serían los parámetros geométricos e hidráulicos del canal de drenaje y de los flujos?

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo General

Evaluar hidráulicamente del flujo de aguas de escorrentía pluvial que se produciría a través de los canales de rápidas escalonadas en el conjunto urbanístico “José Gregorio Hernández” en la población de Temblador, estado Monagas, Venezuela.

1.2.2 Objetivos específicos

- 1.** Caracterizar pluviométricamente el área de estudio con base a los registros de del satélite meteorológico TRMM.
- 2.** Definir los parámetros morfométricos de la zona de captación en el área de estudio
- 3.** Determinar el caudal aportado por la cuenca de drenaje del área de estudio.
- 4.** Definir el trazado en planta y perfil longitudinal del canal de drenaje torrentera en la zona de estudio.
- 5.** Determinar los parámetros geométricos e hidráulicos del canal de drenaje y de los flujos.

1.3 Justificación de la investigación

Las inundaciones urbanas, producto de precipitaciones, constituyen un fenómeno que merece respuestas rápidas y eficientes para la creación de sistemas de drenajes capaces de recolectar, encauzar y disponer adecuadamente los excesos de las aguas pluviales en las diversas localidades. Es por ello que si no se realiza un buen estudio pluviométrico de la zona se corre el riesgo de que ocurran los problemas antes mencionados.

Es de vital importancia realizar la investigación para que la comunidad que habitará los nuevos desarrollos urbanísticos como el conjunto residencial “José Gregorio Hernández” y sus cercanías en la población de Temblador no corran peligro de sufrir daños físicos ni estructurales en su entorno.

1.4 Alcance de la investigación

En esta investigación se plantea hacer una propuesta para el encauzamiento final de las aguas de escorrentía pluvial que drenará la cuenca urbana del urbanismo “José Gregorio Hernández” mediante un sistema de canal de drenaje torrentera en la población de Temblador.

Para realizar esta propuesta es necesario conocer pluviométricamente el área en estudio, para así poder definir la cantidad de agua pluvial que drenará la zona.

Se deben determinar el caudal de drenaje de la cuenca urbana, de igual manera se deberá plantear el trazado en planta y perfil longitudinal del canal de drenaje de rápida escalonada; finalmente se deberá hallar los parámetros geométricos e hidráulicos de la obra civil de drenaje.

CAPÍTULO II

GENERALIDADES

2.1 Ubicación y acceso al área de estudio

Temblador es un centro poblado del sureste del estado de Monagas, en Venezuela, capital del municipio Libertador. La distancia de Temblador a Maturín es de 112 km. El tiempo estimado de la ruta de viaje entre las dos ciudades es de aproximadamente 1 h 36 min. En línea recta la distancia de Temblador a Maturín es de 102 km. La distancia entre Temblador a Puerto Ordaz es de 133 Km por carretera.

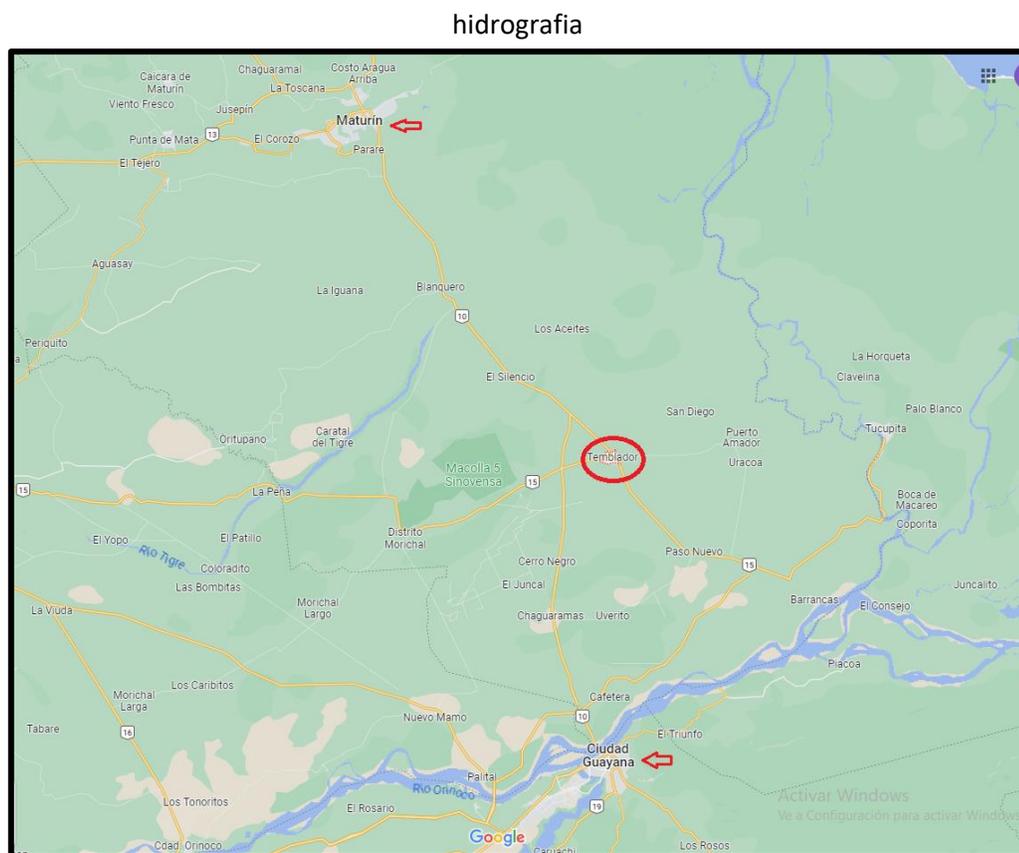


Figura 2.1 Acceso a la población Temblador desde Ciudad Guayana y desde Maturín.



Figura 2.4 Ubicación relativa del urbanismo en Temblador.

2.2 Características generales del medio físico y biótico del área

2.2.1 Geología

La historia geológica de Venezuela es muy amplia y compleja. Amplia, porque su inicio se remonta al Precámbrico y compleja, porque su configuración actual es el resultado de toda una serie de eventos geológicos de diferentes naturalezas e intensidades: Transgresiones y depositación en diferentes ambientes, regresión,

erosión, intrusiones, volcanismo, metamorfismos y deformaciones tectónicas (González de Juana y otro, 1980).

Con la relación de la Cuenca Oriental de Venezuela, su porción más antigua a su basamento peniaplanado, constituidos por diversas de rocas cristalinas, ígneas y metamórficas. La edad que se le asigna va desde el Precámbrico al Triásico – Jurásico, periodo durante el cual estuvo sometido a transgresiones y regresiones, fenómenos ígneos, metamórficos y peniaplanación (González de Juana y otros, 1980).

Las únicas evidencias de deposición durante el Paleozoico (Medio o Superior) las constituye la Formación Hato Viejo y Carrizal (González de Juana y otros, 1980).

Se distinguen dos ciclos mayores de sedimentación; uno a finales del Mesozoico (Cretáceo) y el otro Cenozoico (Trasgresión que depositó el Grupo Merecure) (González de Juana y otros, 1980).

Y a medida del Terciario, comenzó una trasgresión máxima hacia la parte meridional de la cuenca, lo cual llego a cubrirla en su totalidad, si bien no antes del Oligoceno (González de Juana y otros, 1980).

Posteriormente, la Cuenca fue levantada e inclinada hacia el Este, se retiró el Mar en esa dirección cesando así la sedimentación y pasando a ser la cuenca parte integrante del Continente Suramericano (González de Juana y otros, 1980).

Movimientos orogénicos ocurridos en el frente de montañas en el Norte de Monagas, provocaron una discordancia angular, provocan una discordancia angular entre la Formación La Pica (Mioceno) y la Formación Carapita infrayacente. En la región de Anaco se desarrolló una ligera discordancia como consecuencia del

del Cretácico de las otras Antillas colisionó con el margen pasivo de Norteamérica (Cuba, La Española) y Suramérica (Venezuela). Durante el Paleoceno Inferior cesa la expansión del piso marino entre Norte y Suramérica y la Placa Caribe comenzó a migrar hacia el Noreste. Y por última etapa que domina desde el Eoceno y hasta el presente (49 – 0ma), lo cual comprende el movimiento relativo de la placa Caribe hacia el Este.

También, Penaud, (1995) había presentado una evolución más completa que la anterior, agregándole una primera etapa. Él afirma que la evolución geodinámica de la Cuenca Oriental de Venezuela puede ser dividida en cuatro episodios importantes:

1. Fase de margen pasivo durante el Cretáceo – Paleógeno.
2. Una fase final durante la colisión oblicua en el Neógeno y Cuaternario.
3. Dicha fase da como resultado la formación de la Serranía del Interior y la transformación de la cuenca de margen pasivo a una cuenca antepaís (o cuenca “foreland”). Esta colisión de la placa del Caribe con la placa Sudamericana fue diacrónica con un progresivo desplazamiento de Oeste a Este.

La Cuenca Oriental de Venezuela puede definirse como una gran depresión asimétrica limitada al Sur por el borde septentrional del Cratón de Guayana; al Norte por el cinturón móvil de la Serranía del Interior Central y Oriental; al Oeste por el levantamiento de El Baúl; y al Este la cuenca continental por debajo del Golfo de Paria, incluyendo la parte situada al Sur de la Cordillera Septentrional de la Isla de Trinidad y se hunde en el Atlántico al Este de la Costa del Delta del Orinoco (PDVSA-INTEVEP, 2006).

La Cuenca Oriental de Venezuela comprende los estados Guárico, Anzoátegui, Monagas y Delta Amacuro. Tiene una longitud aproximada de 800 Km en sentido Oeste-Este, una anchura promedio de 200 Km de Norte a Sur y un área total aproximada de 160.000Km², lo cual la hace la cuenca de mayor extensión en el país (González de Juana y otros, 1980) (Figura 2.5). Esta cuenca es de tipo Foreland o de Margen Cratónico su primera etapa de formación se caracterizó por un régimen extensivo y en la segunda etapa con predominio de movimientos de compresión, relacionados con orogénesis y levantamientos (PDVSA-INTEVEP, 2006).



Figura 2.6 Ubicación geográfica de cuencas de Venezuela (PDVSA- INTEVEP, 2006).

Esta cuenca presenta cizallamiento en dos líneas de corrimiento sub-paralelas, de las cuales, la situada al Noroeste constituye el corrimiento frontal de Guárico y la situada al Este de la depresión de Barcelona, el sistema de corrimiento Frontal Anzoátegui y Monagas. Entre ambos sistemas existe una interesante diferencia en cuanto a su significado como cuenca petrolífera (González de Juana y otros, 1980).

La línea del corrimiento de Guárico constituye en límite septentrional del sector Noreste de la cuenca. El sistema de Anzoátegui y Monagas se extiende hacia el sur de la Serranía del Interior Oriental, por debajo de planicies con anchuras variables entre 15 y 40 Km, en las cuales se han desarrollado campos petrolíferos importantes. Una tercera línea de corrimiento, de gran importancia en la producción de petróleo, atraviesa la parte central de la cuenca (González de Juana y otros, 1980).

Toda la cuenca tiene un suave declive hacia el Este variando el espesor de la columna sedimentaria desde pocos metros en la parte Sur, hasta 8 y 10 mil metros en la zona más profunda de la cuenca (González de Juana y otros, 1980).

La columna sedimentaria de la Cuenca Oriental, consta exclusivamente de areniscas y lutitas, con edades que van desde el Cambriano Inferior al Pleistoceno, además de 20.000 pies de sedimentos Paleozoicos y Terciarios entre las Cadenas Montañosas Terciarias (González de Juana y otros, 1980).

Topográficamente se caracteriza por extensas llanuras y una zona de mesas en los estados Anzoátegui y Monagas (González de Juana y otros, 1980).

Por sus recursos de hidrocarburos representa la segunda cuenca petrolífera más importante de Venezuela; solo superada por la Cuenca del Lago de Maracaibo. Si se incluyen a estos recursos las reservas en su parte meridional o Faja Petrolífera del Orinoco, sería la cuenca de mayores recursos petrolíferos de América del sur (González de Juana y otros, 1980).

La Cuenca Oriental se caracteriza por condiciones variables de entrapamiento y calidad de crudo. La producción proviene de arenas cuyas edades varían desde el Mioceno hasta el Cretácico. Las principales trampas están controladas por combinación de factores estructurales y estratigráficos (trampas mixtas) (González de Juana y otros, 1980). La Cuenca Oriental ha sido subdividida, basándose en sus características sedimentológicas, tectónicas y estratigráficas en dos sub-cuencas, las cuales son: la Sub-cuenca de Guárico al Oeste y la Sub-cuenca de Maturín al Este (González de Juana y otros, 1980).

La sub-cuenca de Guárico comprende los campos del estado Guárico y parte Norte del estado Anzoátegui (González de Juana y otros, 1980).

La Sub-cuenca de Maturín, presenta ocho áreas productoras de petróleo: Área de Guárico, Área Mayor de Anaco, Área Mayor de Oficina, Área Mayor de Temblador, Faja del Orinoco, Área Mayor de Jusepín, Área de Quiriquire y de Pedernales. La mayoría de las acumulaciones de hidrocarburos se localizan preferentemente en el Área Mayor de Oficina, Temblador y Las Mercedes, situados en el flanco Sur de la Cuenca y el Área Mayor de Anaco, localizada en domos que separan la Sub-cuenca de Maturín de la de Guárico (González de Juana y otros, 1980).

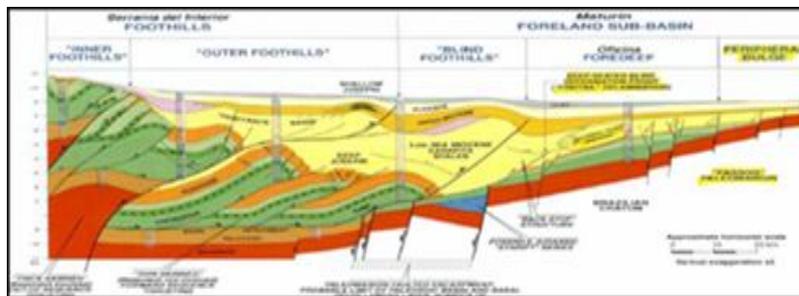


Figura 2.7 Corte Geológico idealizado de la Sub-cuenca de Maturín (Aymard, y otros, 1990).

La estratigrafía de la Serranía del Interior Oriental representa en buena parte la sedimentación del flanco norte de la Sub-cuenca de Maturín: una espesa y compleja secuencia que abarca desde el Cretácico temprano hasta el Pleistoceno. El flanco sur, en cambio, presenta una estratigrafía más sencilla, semejante a la estratigrafía de la Sub-cuenca de Guárico en el subsuelo, con el Grupo Temblador en su parte inferior como representación del Cretácico, y un Terciario suprayacente de edad fundamentalmente Oligoceno-Pleistoceno, en la que se alternan ambientes fluvio-deltáicos y marinos someros, hasta su relleno final de ambientes continentales (González de Juana y otros, 1980).

En la Serranía del Interior la roca madre principal se encuentra representada por el Grupo Guayuta, particularmente la Formación Querecual, la cual llega a tener más del

doble de espesor que su equivalente en Venezuela occidental (Formación La Luna), con similares características de roca madre. Debido al espesor considerable de la secuencia Neógena en el flanco norte de la sub-cuenca, no se puede establecer con claridad cómo se produce el cambio lateral de las unidades cretácicas hacia el Grupo Temblador del sur; sin embargo, se estima que para los equivalentes laterales de Área Mayor de Oficina, el caso pudo haber sido muy semejante, con generación por una roca madre cercana (González de Juana y otros, 1980).

Las dos Sub-cuencas, localizadas al Noreste de Venezuela, son de tipo “*foreland*” y están separadas por unos anticlinales en superficies y en el subsuelo por el sistema de falla de Anaco y sus estructuras inversas asociadas (González de Juana y otros, 1980).

2.2.2 Geomorfología y suelos

Un 30% de la superficie del estado Monagas está conformada por planicies, diferenciadas en cuatro tipos geomorfológicos: Aluvial de desborde, Cenagosa Costera, Deltaica y Aluvial del Orinoco. Este porcentaje de la superficie del estado Monagas forma parte de la subregión fitogeográfica Planicie deltaica del Río Orinoco y de la Cenagosa Costera del Río San Juan, con una extensión que abarca desde las vertientes basimontanas de la península de Paria y las planicies cenagosas costeras de la Isla Turuépano y Río San Juan, en el norte, hasta más allá de la ribera derecha de los Ríos Grande y Amacuro en el sur. De manera tal que esta subregión comprende además, casi la totalidad del estado Delta Amacuro y parte del estado Sucre (Huber y Oliveira-Miranda, 2010, en Lárez y Prada, 2014).

Los suelos predominantes en las mesas son de orden ultisol, muy lixiviados; entisoles de poco desarrollo pedogenético y oxisoles pobres en nutrientes. En la mesa de piedemonte son, en general, de poca profundidad y permeabilidad, así como de baja fertilidad, algunos presentan alta pedregosidad. En la mesa llana, existen grandes

sectores con suelos de texturas medias a partir de 50 cm de profundidad, los cuales constituyen los de mejores condiciones físicas para la actividad agropecuaria, por estar bien drenados. En las planicies predominan los suelos arcillosos de texturas finas y medias del orden inceptisol y vertisol. En el sector montañoso, los suelos son característicos de tierras misceláneas, asociados algunas veces con afloramientos rocosos, poco profundos, de moderada a alta pedregosidad, moderada a baja fertilidad y alta susceptibilidad a la erosión. (INE, 2013)

De acuerdo a (Silva, 2007), la clasificación taxonómica de los suelos de Monagas los identifica como Kandistults, Paleustults, Quartzipsamments, Ustipsamments y Haplustoxs. Se ubican en las mesas, son sedimentos depositados en el Pleistoceno Inferior y se comportan como suelos bien drenados, con textura arenosa, aumenta la arcilla en profundidad, tienen pocos nutrientes y materia orgánica, son ácidos y con baja retención de humedad.

En los valles encajonados de los ríos Guarapiche, Amana y Aragua se identifican suelos con sedimentos recientes del Holoceno en terrazas bajas y más antiguos en las terrazas altas. Presentan alta variabilidad, son suelos más fértiles que los de mesa en algunos casos mal drenados.

El Delta del Orinoco y San Juan incorpora la parte este del estado en los límites con el golfo de Paria y Delta Amacuro y es parte de una cuenca tectónica en hundimiento y de activa sedimentación, lo cual da paso a un relieve plano casi a nivel del mar y es afectado por la acción fluvial fundamentalmente de los ríos Orinoco, San Juan, Tigre, Guanipa y Amana, además de la influencia de las mareas del Atlántico. Se encuentran en superficie sedimentos fluvio-deltaicos ricos en arcilla y contienen altos componentes de materia orgánica, son poco consolidados y muy recientes. Por sus características presentan pocas oportunidades para la explotación agrícola.

2.2.3 Vegetación

Las formaciones vegetales predominantes en un gradiente de humedad son: sabana abierta y sabana arbolada, asociación caducifolia de arbustal-bosque en la zona de contacto de la formación mesa con el complejo orillar del río Orinoco y bosque de Várzea en las llanuras de anegamiento (Colonnello y col., 1986; Colonnello, 1990, en Lárez y Prada, 2014).

En cuanto a la Planicie Aluvial del Orinoco, en la sabana abierta dominan las especies *Axonopus canescens*, *Bulbostylis paradoxa*, *Diodia teres*, *Bulbostylis capillaris* y *Trachypogon spicatus*, la última especie ha sido señalada como dominante en las sabanas secas del país, sin embargo, ocupó un lugar más bien subordinado en la composición florística de estas sabanas, donde también es notoria la escasez de leguminosas, probablemente debido al intenso laboreo a que han sido sometidas los suelos con fines agrícolas y pecuarios. En las sabanas arboladas las plantas leñosas más importantes son *Curatella americana* y *Byrsonima crassifolia*; las especies *Bowdichia virgilioides*, *Psidium salutare* y *Connarus punctatus* ocurren con regularidad, al igual que sufrútices como *Galactia jussiaeana* y *Krameria ixine*. El ecotono que bordea los bosques de Várzea es una zona inundada periódicamente, en donde el estrato herbáceo no es continuo y está conformado principalmente por *Sida ciliaris*, *Rynchospora holoschoenoides*, *Eragrostis acutiflora*, *Axonopus capillaris* y *Polygala glochidiata* var. *glochidiata*. El elemento leñoso está constituido primordialmente por individuos de *Davilla kunthii*, *Curatella americana*, *Byrsonima crassifolia*, *B. verbascifolia* y *Coccoloba caracasana*; con frecuencia se observan grupos de especímenes de la cactácea columnar *Cereus hexagonus*. Los bosques de Várzeas se localizan en una zona de desbordamiento del Río Orinoco, donde la lámina de agua puede alcanzar hasta 6 m de altura y permanecer en las depresiones del terreno durante casi todo el año, formando extensas lagunas. *Combretum frangulifolium* es la especie dominante en casi toda el área, donde también aparecen *Ouratea guildingii*, *Tachigali guianensis* y

Guadua latifolia. En ciertas áreas ocurren las asociaciones denominadas Caramacatales, donde sobresalen las especies popularmente conocidas como caramacate negro (*Piranhea trifoliata*), caramacate blanco (*Homalium racemosus* y el chaparro de agua (*Symmeria paniculata*). Del total de taxones identificados para la Planicie Deltaica, 30 especies son nuevas contribuciones para la flora de Monagas y 4 familias para la flora acuática del país. (Lárez y Prada, 2014)

2.2.4 Aspectos hidrográficos

En el estado Monagas los ríos son numerosos y de poca profundidad, marcando la terminación del piedemonte en el cual se localizan tres hoyas fluviales con rumbo norte-sur que son: la de los ríos Amana-Areo, Guarapiche y Punceres-Aragua. Cuenta con una extensa red hidrográfica con una distribución geográfica bastante uniforme, destacando el río Guarapiche en el sector de las mesas. De Oeste a Este atraviesan el estado los ríos Tacata, Tonoro, Cariz, Guanipa y El Tigre. Monagas cuenta con abundantes recursos hídricos; la disponibilidad de aguas es de 3840 millones de m³, equivalentes al 90% del escurrimiento superficial en el valle del río Guarapiche, el cual comprende el embalse de El Guamo, la construcción de un sistema de riego, así como una zona de saneamiento y control de inundaciones (INE, 2013).

Dentro de la clasificación de los ríos de las mesas se incluyen todos aquellos cursos de agua ubicados en los llanos de Monagas y en la zona sur del estado Anzoátegui, cuyas aguas son total o parcialmente producto del afloramiento de los grandes acuíferos que se ubican en esa región. Se trata de cuencas con suelos altamente permeables de la formación Mesa donde el desnivel entre las divisorias de las cuencas y las descargas de los ríos es mínimo. Las vertientes aquí identificadas conforman una especie de abanico que se inicia con el río Mapire, luego destacan entre otros los ríos Pao, Caris, Uracoa, Morichal Largo, Tigre, y el Guanipa. Son cuencas con importantes

caudales de estiaje y muy sensibles a las actividades petroleras que se desarrollan en el área (Rodríguez y Sanabria,2007).

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3.1 Antecedentes de la investigación

Rubén R, (2009), estudiante del Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño Extensión Barinas. En su trabajo especial de grado titulado “PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE SUPERFICIAL EN LA VIALIDAD RURAL DE SANTA LUCIA – JACOA, (FUNDO ZAMORANO) DEL MUNICIPIO BARINAS ESTADO BARINAS” fundamentó su proyecto de tipo factible, apoyado en la modalidad de investigación documental y de campo. El mismo consistió en proporcionar una solución a la problemática planteada el cual permitirá por medio de la topografía demarcar la posición exacta del drenaje a utilizar de acuerdo a su condición de uso (longitudinal o transversal); de igual manera se determinan las nuevas estructuras hidráulicas acordes a las nuevas secciones correspondientes al diseño. Este trabajo es relevante para el presente porque posee las herramientas necesarias para guiarnos en el trazado de los canales del sistema de drenaje por el cual circularan las aguas pluviales, tomando en cuenta la topografía del lugar.

Cedeño y Guerra (2010), en su trabajo de grado titulado PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA RED DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES ADYACENTES AL CANAL DE CINTURA EXISTENTE DESDE LA PROGRESIVA 0+000 HASTA LA 1+235 EN CIUDAD BOLÍVAR, ESTADO BOLÍVAR, determinaron la capacidad hidráulica del sistema de drenaje en estudio y delimitaron las áreas tributarias que descargan aguas pluviales en el canal. Siguiendo una metodología descriptiva utilizaron información de la Corporación Venezolana de Guayana “C.V.G”, C.V.G. Tecmin, a partir de estos datos pudieron conocer el material, sección transversal y perímetro mojado, con el cual se pudo calcular el radio hidráulico

y coeficiente de rugosidad ponderado que constituye la sección del canal de Cintura, los caudales generados por cada área tributaria, se estudiaron por los métodos racional, Chow y el del Hidrograma Triangular según las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (I.D.F.) reflejado como resultado un perímetro mojado de 9,20 metros, un radio hidráulico de 0,57 metros, y el caudal máximo de 29,95 metros cúbicos/segundo. Concluyendo así, que debido al aumento de tamaño de la ciudad se van incorporando nuevas aguas de escorrentía a dicho canal provocando así las inundaciones. Esta investigación es de importancia para el presente, porque nos permite guiar en la determinación del caudal de la cuenca y sub-cuencas en el área de estudio a través del método racional, así como también los parámetros geométricos e hidráulicos en los canales de drenaje propuestos. También es de importancia destacar que los autores consideraron en sus cálculos y análisis de resultados el posible crecimiento de la ciudad para así evitar futuros problemas en el sistema.

3.2 Fundamentos teóricos

3.2.1 Hidrología urbana

Es la rama de la hidrología que estudia la hidrología de las zonas urbanas y metropolitanas, y describe los procedimientos utilizados en la determinación de los escurrimientos para la planificación y proyecto de sistemas de drenaje urbano (Chow, 2000).

3.2.2 Sistemas de drenaje

Se entenderá por sistema de drenaje un conjunto de acciones, materiales o no, destinadas a evitar en la medida de lo posible que las aguas pluviales causen daños a las personas o a las propiedades en las ciudades u obstaculicen el normal

desenvolvimiento de la vida urbana, es decir, dirigidas al logro de los objetivos establecidos.

Dentro del término “aguas pluviales” quedan comprendidas no solamente las aguas originadas por las precipitaciones que caen directamente sobre las áreas urbanizadas que conforman la población, sino también aquellas que provienen de otros sectores y discurren a través de la ciudad, bien sea por cauces naturales, conductos artificiales o simplemente a lo largo de su superficie (Chow, 2004) .

3.2.3 Acciones del sistema de drenaje urbano

Las acciones a que se refiere la definición de sistema de drenaje urbano pueden ser de dos tipos: Preventivas, que disminuyen los daños mediante la administración adecuada de los usos de las áreas potencialmente sujetas a ellos; y Correctivas, que alivian esos daños en las áreas donde las medidas de tipo preventivo son insuficientes. Como un ejemplo práctico podemos decir que las acciones que impliquen la construcción de una obra hidráulica, u otras cuyas dimensiones y características se modifiquen por razones hidráulicas, son correctivas, y las restantes se consideran preventivas (Chow, 2004).

3.2.4 Objetivos de un sistema de drenaje

Un sistema de drenaje urbano debe de estar dirigido al logro de unos objetivos, es decir los fines o intenciones hacia los cuales se dirigen las acciones a llevar a cabo. Estos objetivos son dos uno básico, que evita al máximo posible los daños que las aguas de lluvia puedan ocasionar a las personas y a las propiedades en el medio urbano; y un objetivo complementario, que propone garantizar el normal desenvolvimiento de la vida diaria en las poblaciones, permitiendo un apropiado tráfico de personas y vehículos durante la ocurrencia de precipitaciones (Chow, 2004).

3.2.5 Tipos de drenaje

3.2.5.1 Drenaje superficial

Comprende las acciones correctivas constituidas por el conjunto de facilidades naturales y artificiales que conducen al escurrimiento superficial, desde el lugar de caída de las aguas de lluvia hasta su entrada en un cauce natural o en un conducto artificial, disminuyendo las molestias al tráfico de personas y vehículos (Chow, 2004).

3.2.5.2 Drenaje secundario

Es el conjunto de acciones correctivas constituidas por los conductos y obras conexas construidas por el hombre, las cuales permiten garantizar que las aguas no obstaculicen el normal desenvolvimiento del tráfico de personas y vehículos en las áreas de escurrimiento (Chow, 2004).

3.2.5.3 Drenaje primario

Es el conjunto de acciones correctivas constituido por los cauces naturales, los conductos artificiales y obras conexas, dirigidas a salvaguardar la vida de las personas y evitar el daño a las propiedades existentes en las áreas de escurrimiento. Sin embargo, en la práctica lo anterior se traduce en que el drenaje primario debe ser concebido principalmente en forma tal, que conjuntamente con las acciones preventivas cumpla con el objetivo básico, comprobándose su funcionamiento para el complementario; y en el caso del drenaje superficial y secundario debe verificarse en primer lugar el objetivo complementario y luego comprobar para el básico.

Una manera sencilla de distinguir el drenaje primario del secundario, es asociándolo al caso de un conducto artificial. Si las dimensiones del conducto

establecidas de acuerdo a la función complementaria permanecen sin modificaciones y garantizan el grado de protección requerido en la función básica, entonces el conducto es un drenaje secundario, pero si por el contrario existe la necesidad de aumentar esas dimensiones para garantizar el buen funcionamiento del sistema, entonces estamos en presencia de un drenaje primario.

Asimismo, la secuencia del escurrimiento no es necesariamente del drenaje superficial, al secundario y luego al primario, pues el drenaje secundario puede ser parcial o totalmente descartado (Chow, 2004).

3.2.6 Variables hidrometeorológicas

3.2.6.1 Caudal.

- a. La precipitación sobre la cuenca.
- b. Las características geológicas, edafológicas y topográficas de la cuenca.
- c. La cobertura vegetal (Chow, 2004).

3.2.6.2 Evaporación

Se define como el proceso mediante el cual se convierte el agua líquida en un estado gaseoso. La evaporación puede ocurrir solamente cuando el agua está disponible.

También se requiere que la humedad de la atmósfera ser menor que la superficie de evaporación (a 100% de humedad relativa no hay evaporación).

Generalmente se expresa en mm por unidad de superficie, por unidad de tiempo, y es directamente influenciada por:

- a. El viento.
- b. La temperatura del agua y del aire.
- c. La humedad del aire (Chow, 2004) .

3.2.6.3 Evapotranspiración

Se define como la pérdida de humedad de una superficie por evaporación directa junto con la pérdida de agua por transpiración de la vegetación. Se expresa en milímetros por unidad de tiempo. Es directamente influenciada por:

- a. El tipo de cobertura vegetal.
- b. La disponibilidad de humedad (agua libre) en el suelo.
- c. La profundidad del manto freático.
- d. La radiación solar.
- e. La temperatura (Chow, 2004).

3.2.6.4 Precipitación

Se denomina precipitación, a toda agua meteórica que cae en la superficie de la tierra, tanto en forma líquida (llovizna, lluvia, etc.) y sólida (nieve, granizo, etc.) y las

precipitaciones ocultas (rocío, la helada blanca, etc.). Ellas son provocadas por un cambio de la temperatura o de la presión.

La precipitación constituye la .única entrada principal al sistema hidrológico continental. Para la formación de la precipitación se requiere la condensación del vapor de agua atmosférico. Generalmente se expresa en mm, y es directamente influenciada por:

- a. Los vientos.
- b. La topografía del área.
- c. Presión atmosférica.
- d. Presencia de frentes.
- e. Temperatura (Chow, 1994).

3.2.6.5 Humedad

La cantidad de vapor de agua presente en el aire, se puede expresar de forma absoluta mediante la humedad absoluta, o de forma relativa mediante la humedad relativa o grado de humedad. La humedad relativa es la relación porcentual entre la cantidad de vapor de agua real que contiene el aire y la que necesitaría contener para saturarse a idéntica temperatura.

La humedad del aire es un factor que sirve para evaluar la comodidad térmica del cuerpo vivo que se mueve en cierto ambiente. Sirve para evaluar la capacidad del aire para evaporar la humedad de la piel, debida a la transpiración fundamentalmente.

También es importante, tanto la del aire, como la de la tierra, para el desarrollo de las plantas. Generalmente se expresa en %, y es directamente influenciada por:

- a. La temperatura.
- b. La radiación solar.
- c. El viento.
- d. La disponibilidad de humedad en el suelo.
- e. El tipo de vegetación.
- f. La proximidad o no de grandes superficies líquidas como el mar o lagos.
- g. Temperatura.

La temperatura es una propiedad física que se refiere a las nociones comunes de calor o ausencia de calor, sin embargo su significado formal en termodinámica es más complejo.

La temperatura está íntimamente relacionada con la energía interna y con la entalpía de un sistema: a mayor temperatura mayor será la energía interna y la entalpía del sistema.

La temperatura es una propiedad intensiva, es decir, que no depende del tamaño del sistema, sino que es una propiedad que le es inherente y no depende ni de la cantidad de sustancia ni del material del que este compuesto (Chow, 1994).

3.2.6.6 Radiación Solar

La radiación solar es el conjunto de radiaciones electromagnéticas emitidas por el Sol. El Sol es una estrella que se encuentra a una temperatura media de 6000 K, en cuyo interior tienen lugar una serie de reacciones de fusión nuclear que producen la pérdida de masa que se transforma en energía.

Esta energía liberada del Sol se transmite al exterior mediante la radiación solar (Chow, 1994).

3.2.6.7 Viento

El viento es el flujo de gases a gran escala. En la Tierra, el viento es el movimiento en masa del aire en la atmósfera en movimiento horizontal. Generalmente se expresa en km/h, y es directamente influenciada por: Presencia de frentes (Chow, 1994).

3.2.6.8 Presión atmosférica

La presión atmosférica es la fuerza por unidad de superficie que ejerce el aire sobre la superficie terrestre.

La presión atmosférica en un punto coincide numéricamente con el peso de una columna estática de aire de sección recta unitaria que se extiende desde ese punto hasta el límite superior de la atmósfera.

Como la densidad del aire disminuye conforme aumenta la altura, no se puede calcular ese peso a menos que seamos capaces de expresar la variación de la densidad del aire ρ en función de la altitud z o de la presión p (Chow, 1994).

3.2.6.9 Transpiración.

Es la evaporación a través de las hojas. El proceso fisiológico de alimentación de las plantas se efectúa mediante el paso de ciertas cantidades de agua, portadoras de los alimentos, por el interior de ellas y ese tráfico solamente es posible gracias a la transpiración (Chow, 1994).

3.2.6.10 Nubes

Una nube es un hidrometeoro que consiste en una masa visible formada por cristales de nieve o gotas de agua microscópicas suspendidas en la atmósfera. Las nubes dispersan toda la luz visible y por eso se ven blancas (Chow, 1994).

Sin embargo, a veces son demasiado gruesas o densas como para que la luz las atraviese, cuando esto ocurre la coloración se torna gris o incluso negra.

3.2.6.11 Neblina.

La neblina es un fenómeno meteorológico, concretamente un hidrometeoro, que consiste en la suspensión de muy pequeñas gotas de agua en la atmósfera, de un tamaño entre 50 y 200 micrómetros de diámetro, o de partículas higroscópicas húmedas, que reducen la visibilidad horizontal a una distancia de un kilómetro o más. Ocurre naturalmente como parte del tiempo o de la actividad volcánica. Es común en atmósfera fría debajo de aire templado (Chow, 1994).

3.2.6.12 Interceptación

Es la parte de la precipitación que es interceptada por objetos superficiales como la cubierta vegetal o los tejados, en general, parte de esta agua interceptada nunca alcanza al suelo porque se adhiere y humedece estos objetos y se evapora.

La interceptación, juntamente con el agua que permanece retenida en las pequeñas pozas, y la humedad del suelo (agua retenida en los poros, sin llegar a saturarla), constituyen la humidificación del suelo, y no contribuyen al escurrimiento superficial ni al subterráneo (Chow, 1994).

3.2.7 Canales abiertos

Un canal abierto es un conducto en el cual el agua, fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen un canal puede ser natural o artificial. En los canales naturales influyen todos los tipos de agua que existen de manera natural en la tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas hasta quebradas, arroyos, ríos pequeños y grandes, y estuarios de mareas. Las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre también son consideradas como canales abiertos naturales.

Las propiedades hidráulicas de un canal natural por lo general son muy irregulares. En algunos casos pueden hacerse suposiciones empíricas razonablemente consistentes en las observaciones y experiencias reales, de tal modo que las condiciones de flujo en estos canales se vuelvan manejables mediante tratamiento analítico de la hidráulica teórica.

Los canales artificiales son aquellos construidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano: canales de navegación, canales de centrales hidroeléctricas, canales

y canaletas de irrigación, cunetas de drenaje, vertederos, canales de desborde, canaletas de madera, cunetas a lo largo de carreteras etc., así como canales de modelos de laboratorio con propósitos experimentales; las propiedades hidráulicas de estos canales pueden ser controladas hasta un nivel deseado o diseñadas para cumplir unos requisitos determinados.

La aplicación de las teorías hidráulicas a canales artificiales producirán, por tanto, resultados bastantes similares a las condiciones reales y, por consiguiente, son razonablemente exactos para propósitos prácticos de diseños (Chow, 2008).

3.2.8 Tipos de canales abiertos

Los canales abiertos pueden ser clasificados como naturales o artificiales. La terminología de canal natural se refiere a todos los canales que han sido desarrollados por procesos naturales y que no han tenido una mejoría significativa por parte de los humanos. Dentro de esta categoría están los riachuelos, grandes y pequeños ríos y los estuarios. La teoría de canales artificiales incluye todos los canales que han sido desarrollados por el esfuerzo humano. Dentro de esta categoría están los canales de navegación, canales de fuerza e irrigación, cunetas y asequias de drenaje. En este caso, se van a desarrollar los tipos de canales abiertos artificiales, dentro de la amplia categoría los canales abiertos tienen la siguiente subdivisión (Chow, 2008) :

3.2.8.1 Prismáticos

Un canal prismático es el que tiene constantes tanto la forma transversal como la pendiente del fondo. Los canales que no entran en este criterio son los llamados no-prismáticos (Chow, 2008).

3.2.8.2 Canal

El termino canal se refiere a un gran conducto abierto de pendiente suave. Estos conductos abiertos pueden ser no revestidos o revestidos con concreto, cemento, pasto, madera, materiales bituminosos, o una membrana artificial (Chow, 2008).

3.2.8.3 Medidor de régimen crítico

En la práctica el término medidor de régimen crítico se refiere a un canal construido sobre la superficie del terreno para conducir un flujo a través de una depresión. Estos medidores usualmente se construyen de madera, metal, mampostería o concreto. El término medidor de régimen crítico es también aplicado a canales construidos en el laboratorio para estudios básicos y de aplicación (Chow, 2008) .

3.2.8.4 Caída y disipadores

Una caída es un canal de pendiente fuerte. Un canal disipador también tiene una pendiente fuerte pero mucho menor que una caída (Chow, 2008).

3.2.8.5 Alcantarilla

Una alcantarilla fluye solo parcialmente llena, y se trata de un canal abierto principalmente utilizado para drenar carreteras, caminos y calles (Chow, 2008).

3.2.9 Tipos de flujo en canales

3.2.9.1 Flujo permanente

Un flujo permanente es aquel en el que las propiedades fluidas, son constantes en el tiempo, a pesar de que las mismas no lo sean en el espacio.

Las características de este tipo de flujo se pueden describir como: Velocidad (V), Caudal (Q), y Calado (h), estas son independientes del tiempo, pero podrían variar a lo largo del canal (Chow, 2008) .

3.2.9.2 Flujo transitorio o no permanente

Es el que presenta cambios en sus características al paso del tiempo, para estudiar el comportamiento del canal (Chow, 2008) .

3.2.9.3 Flujo Uniforme

Este es el que se da en un canal recto, cuya sección es de pendiente constante, y se encuentra a una distancia considerable de los puntos en que se realizan las mudanzas de sección transversal, puede ser de forma, de rugosidad, cambio de la pendiente o en una variación del caudal (Chow, 2008).

3.2.9.4 Flujo gradualmente variado

Es cuando la profundidad de flujo cambia a través de la longitud del canal. Este puede ser permanente o no permanente. Se clasifica en rápidamente variado o gradualmente variado, dependiendo de la profundidad del agua (Chow, 2008).

3.2.9.5 Flujo subcrítico o flujo lento

Es el nivel efectivo del agua en una determinada sección (Chow, 2008).

3.2.9.6 Flujo crítico

Cuando la velocidad es igual que la raíz cuadrada de la gravedad por la profundidad (Chow, 2008).

3.2.9.7 Flujo Supercrítico

En el caso de flujo supercrítico, también denominado flujo veloz, el nivel del agua efectivo en una sección determinada está condicionado a la condición de contorno situada aguas arriba (Chow, 2008).

3.2.10 Estados del flujo

El estado o comportamiento del flujo en un canal abierto es gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad relativa a las fuerzas de inercia del flujo.

Dependiendo del efecto de la viscosidad relativa a la inercia, el flujo puede ser laminar, turbulento o de transición (Chow, 2008).

3.2.10.1 El flujo es laminar

Si las fuerzas viscosas son tan fuertes comparadas con las fuerzas de inercia, que la viscosidad juega un papel importante para determinar el comportamiento del flujo. En flujo laminar, las partículas del fluido parecen moverse en recorridos calmados

definidos, o líneas de corriente, y las capas infinitesimalmente delgadas del fluido parecen deslizarse sobre las capas adyacentes (Chow, 2008).

3.2.10.2 Flujo turbulento

Si las fuerzas viscosas son débiles comparadas con las fuerzas de inercia. En el flujo turbulento, las partículas del fluido se mueven en recorridos irregulares, los cuales no son ni calmados ni determinados pero en su conjunto todavía representan el movimiento hacia adelante de la corriente total.

Entre los estados laminar y turbulento de la corriente, hay un estado mixto o estado de transición. El efecto de viscosidad relativo al de inercia puede representarse por el número de Reynolds. En la mayor parte de los canales abiertos el flujo laminar ocurre muy raramente. En efecto, el hecho de que la superficie de una corriente parezca lisa y tersa para un observador no es en ningún modo una indicación de que el flujo sea laminar; más probablemente, ello indica que la velocidad de la superficie es más baja que la requerida para que se formen ondas capilares.

El efecto de la gravedad sobre el estado del flujo se representa por una relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad. Esta relación es conocida como el Número de Froude.

- a. Si el Número de Froude es mayor a la unidad ($F > 1$), el flujo se denomina supercrítico.
- b. Si el Número de Froude es menor a la unidad ($F < 1$), el flujo se denomina subcrítico.
- c. Si el Número de Froude es igual a la unidad ($F = 1$), el flujo se denomina crítico (Chow, 2008).

3.2.11 Distribución de velocidades en canales

Debido a la presencia de la superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades en un canal no están uniformemente distribuidas en su sección. La máxima velocidad medida en canales normales a menudo ocurre por debajo de la superficie libre a una distancia de 0,05 a 0,25 de la profundidad, cuanto más cerca de las bancas, más profundo se encuentra este máximo. En una corriente ancha, rápida, y poco profunda o en un canal muy liso, la velocidad máxima por lo general se encuentra en la superficie libre.

La rugosidad del canal causa un incremento en la curvatura de la distribución vertical de velocidades. El viento en la superficie tiene muy poco efecto en la distribución de velocidades. En canales abiertos anchos, la distribución de velocidades en la región central de la sección es en esencia la misma que existiría en un canal rectangular de ancho infinito, los lados del canal no tienen prácticamente ninguna influencia en la distribución de velocidades en la región central. Un canal abierto ancho es similar a un canal rectangular cuyo ancho es mayor que diez veces la profundidad del flujo.

La distribución de velocidades en una sección de canal depende también de otros factores, entre ellos la forma inusual de la sección, la presencia de curvas a lo largo del canal, etc. En una curva, la velocidad se incrementa de manera sustancial en el lado convexo, debido a la acción centrífuga del flujo (Chow, 2008).

3.2.12 Geometría de canal

El término sección de canal se refiere a la sección transversal de un canal tomado en forma perpendicular a la dirección del flujo. Una sección vertical de canal, sin embargo, es la sección vertical que pasa a través del punto más bajo de la sección de

canal. Para canales horizontales, por consiguiente, la sección del canal es siempre una sección vertical de canal.

Las secciones de canales naturales son, por lo general, muy irregulares, y a menudo varían desde aproximadamente una parábola hasta aproximadamente un trapecio. Para corrientes sujetas a crecientes frecuentes, el canal puede constar de una sección principal del canal que conduce los caudales normales y una o más secciones laterales de canal para acomodar los caudales de desborde.

Los canales artificiales a menudo se diseñan con secciones de figuras geométricas regulares. La tabla 1 relaciona seis formas geométricas utilizadas comúnmente. El trapecio es la forma más común para canales con bancas en tierra sin recubrimiento, debido a que proveen las pendientes necesarias para estabilidad. El rectángulo y el triángulo son casos especiales del trapecio. Debido a que el rectángulo tiene lados verticales, por lo general se utiliza para canales construidos con materiales estables, como mampostería, roca, metal o madera. La sección triangular solo se utiliza para pequeñas acequias, cunetas a lo largo de carreteras y trabajos de laboratorio. El círculo es la sección más común para alcantarillados y alcantarillas (culverts) de tamaños pequeños y medianos. La parábola se utiliza como una aproximación a secciones de canales naturales de tamaños pequeño y mediano. El rectángulo con esquinas redondeadas es una modificación del rectángulo. El triángulo con fondo redondeado es una aproximación de la parábola; esta es la forma creada a menudo con la utilización de excavadoras.

Secciones geométricas cerradas diferentes del círculo se utilizan con frecuencia en alcantarillados de aguas negras, de manera particular para alcantarillas suficientemente grandes que permiten la entrada de un hombre. Estas secciones reciben diferentes nombres de acuerdo con su forma; pueden ser en forma de huevo, ovoides, semi-elípticas, en forma de U, catenaria, herradura, manija de canasto, etc. Los

rectángulos y cuadrados completos, también son comunes en alcantarillados grandes. Las dimensiones y propiedades de secciones de alcantarillas se encuentran en textos sobre alcantarillados.

Una sección geométrica especial, conocida como lintearia, es la forma de la sección transversal de un canal compuesto por hojas flexibles que se suponen de peso insignificante, lleno con agua hasta la parte superior de la sección y firmemente soportado en los extremos superiores de los lados pero sin efecto de fijación.

La catenaria hidrostática ha sido utilizada para diseño de algunas canaletas elevadas de irrigación. Estas canaletas se construyen utilizando laminas metálicas tan delgadas, que su peso es insignificante, las cuales se unen firmemente a vigas en los extremos superiores (Chow, 2008) .

3.2.13 Elementos geométricos de una sección de canal

Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan con amplitud en el cálculo de flujo. Para secciones de canal regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección. Para secciones complicadas y secciones de corriente natural, sin embargo, no se puede escribir una ecuación simple para expresar estos elementos, pero pueden prepararse curvas que representen la relación entre estos elementos y la profundidad de flujo para uso en cálculos hidráulicos.

A continuación se muestran las definiciones de elementos geométricos de importancia básica:

El área mojada A es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo. El ancho superficial T es el ancho de la sección del canal en la superficie libre. El perímetro mojado P es la longitud de la línea de intersección de la superficie del canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo. El radio hidráulico R es la relación del área mojada A con respecto a su perímetro mojado P .

$$R = A/P \quad (3.1)$$

Dónde:

R: Radio Hidráulico.

A: Área mojada.

P: Perímetro mojado.

La profundidad hidráulica D es la relación entre el área mojada A y el ancho en la superficie T .

$$D = A/T \quad (3.2)$$

Dónde:

D: Profundidad hidráulica.

A: Área mojada.

T: Ancho superficial.

El factor de sección para el cálculo de flujo crítico Z es el producto del área mojada A y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica D .

$$Z = A/\sqrt{D} \quad (3.3)$$

Dónde:

Z: Factor sección.

A: Área mojada.

D: Profundidad hidráulica.

La profundidad de flujo, y , es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre, y esta se determina a partir de mediciones directas en el canal de estudio o de tablas establecidas. A menudo este término se intercambia con la profundidad de flujo de la sección, d . En efecto, la profundidad de flujo de la sección es la profundidad de flujo perpendicular a la dirección de este, o la altura de la sección del canal que contiene el agua. Para un canal con un ángulo de pendiente longitudinal θ , puede verse que la profundidad de flujo es igual a la profundidad de sección de flujo dividida por $\text{Cos } \theta$. En el caso de canales empinados, por consiguiente, los dos términos deben utilizarse de manera discriminada. El nivel es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia o datum hasta la superficie libre. Si el punto más bajo de la sección de canal se escoge como el nivel de referencia, el nivel es idéntico a la profundidad de flujo. (Chow, 2008).

3.2.14 Ecuaciones fundamentales que rigen el flujo de un canal

En varios flujos de canales abiertos de importancia práctica, el número de Reynolds excede a 12500 y el régimen del flujo es turbulento. La aparente naturaleza aleatoria de la turbulencia ha llevado a muchos investigadores a suponer que este fenómeno puede ser descrito en términos estadísticos. Con base en esta suposición, es conveniente definir la velocidad instantánea en términos de una velocidad de tiempo promedio y una fluctuación de componente aleatorio. Para un sistema de coordenadas cartesianas, las velocidades instantáneas en las direcciones x , y , z , son respectivamente:

$$u = \bar{u} + u'$$

$$\begin{aligned}v &= \bar{v} + v' \\w &= \bar{w} + w'\end{aligned}\tag{3.4}$$

Nota: Las velocidades promedio utilizadas arriba pueden ser determinadas promediando sobre el tiempo en un punto en el espacio o sobre un área horizontal a un punto en el tiempo. Desde este punto y en adelante, las estadísticas pertinentes se definirán únicamente en la dirección x con el entendimiento tácito de que estas definiciones se aplican también a las dos direcciones remanentes de las coordenadas cartesianas. La velocidad de tiempo promedio es definida como:

$$\bar{u}_T = \frac{1}{T} \int_0^T u \, dt\tag{3.5}$$

Dónde:

T: Indica una escala de tiempo que es mucho mayor que la escala de tiempo de turbulencia.

La velocidad promedio espacialmente es dada por:

$$\bar{u} = \frac{1}{A} \iint_A u \, dA\tag{3.6}$$

Entonces, cuando las fluctuaciones de la velocidad turbulenta sean aleatorias en términos de un tiempo promedio, se utilizará:

$$\bar{u}' = \frac{1}{T} \int_0^T u' \, dt\tag{3.7}$$

Los parámetros estadísticos de interés son:

1. Raíz cuadrada media (rcm) del valor de las fluctuaciones de velocidad.

$$rcm(u') = \left[\frac{1}{T} \int_0^T (u')^2 dt \right]^{1/2} \quad (3.8)$$

2. Energía cinética promedio (EC) de la turbulencia por unidad de masa.

$$\frac{(EC)promedio\ de\ turbulencia}{Masa} = \frac{[(\overline{u'})^2 + (\overline{v'})^2 + (\overline{w'})^2]}{2} \quad (3.9)$$

3. Correlaciones entre variables que miden el grado en que dos variables son interpendientes. En el caso de las fluctuaciones de velocidad en el plano xy , el parámetro siguiente mide la correlación que existe entre u' y v' . En un fluido cortante turbulento, $\overline{u'v'}$ es finito: por lo tanto, se concluye u' y v' están correlacionados.

$$\overline{u'v'} = \frac{1}{T} \int_0^T u' v' dt \quad (3.10)$$

(Chow, 2008).

3.2.15 Energía específica en un canal

Un principio central en cualquier tratamiento de la hidráulica de flujo en canales abiertos debe ser la ley de conservación de energía. Recuérdese de la mecánica de fluidos elemental, que la energía total de una porción de agua viajando sobre una línea de corriente está dada por la ecuación de Bernoulli o:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} \quad (3.11)$$

Dónde:

H: Energía específica.

z: Elevación de la línea de corriente sobre un plano de referencia.

p: Presión.

γ : Peso específico del fluido.

p/γ : Carga de presión.

u : Velocidad de la línea de corriente.

$u^2/2g$: Carga de velocidad.

g : Aceleración local de la gravedad.

La suma $z + (p/\gamma)$ define la elevación de la línea de gradiente hidráulico sobre el plano de referencia; en general, el valor de esta suma varía de punto a punto a lo largo de la línea de corriente. Para examinar la variación de esta suma bajo diversas circunstancias, considérese una partícula de área en la sección transversal δA , longitudinal δs , densidad ρ , y masa $\rho \delta A \delta s$ moviéndose a lo largo de una línea de corriente arbitraria en la dirección $+S$ (Fig. X). Si se supone que el fluido es sin fricción, entonces no hay fuerzas cortantes, y únicamente la fuerza gravitacional del cuerpo y las fuerzas en la superficie sobre los límites de la partícula, deben de ser considerados. La fuerza gravitacional es $\rho g \delta A \delta s$, la fuerza de presión sobre la cara que está aguas arriba es $p \delta A$, y la fuerza de presión sobre la cara aguas abajo es $[p + (\delta p/\delta s)\delta s] \delta A$. Aplicando la segunda ley de movimiento de Newton en la dirección del flujo, se obtiene:

$$\frac{\partial}{\partial s}(p + \gamma z) + \rho a_s = 0 \quad (3.12)$$

La ecuación (3.12) es conocida como la ecuación de Euler de movimiento a lo largo de una línea de corriente. Si $a_s = 0$, la ecuación (3.12) puede ser integrada para obtener la ley hidrostática; i.e., la presión varía en forma lineal con respecto a la profundidad.

Las implicaciones de la ecuación (3.12) en el flujo de canales abiertos son significativas. Primero, se ignoran fluctuaciones menores producidas por la turbulencia y las líneas de corriente no tienen componentes de aceleración en el plano de la sección

transversal, i.e., las líneas de corriente no tienen curvatura sustancial ni divergencia, entonces el flujo se denomina paralelo y prevalece una distribución de presión hidrostática. En la práctica, muchos flujos uniformes y flujos gradualmente variados pueden ser considerados como flujos paralelos con distribuciones de presiones hidrostáticas en donde la divergencia y curvatura de las líneas de corriente son despreciables. En un flujo paralelo, la suma $z + p/\gamma$ es constante e igual al tirante del flujo y , si el plano de referencia es tomado como el fondo del canal. Entonces, por definición, la energía específica de un flujo en el canal abierto relativo al fondo del canal es:

$$E = y + \alpha \frac{\bar{u}^2}{2g} \quad (3.13)$$

Dónde:

A: Factor de corrección de energía cinética que es usado para corregir la no-uniformidad del perfil de velocidad.

\bar{u} : Velocidad promedio del flujo. ($\bar{u} = Q/A$ donde A es el área hidráulica y Q es el gasto).

a. La suposición inherente en la ecuación (3.13) es que la pendiente del canal es pequeña, o $\cos \theta \simeq 1$, y $y \simeq d \cos \theta$. En general, si $\theta < 10^\circ$ ó $S < 0.018$ donde S es la pendiente del canal, la ecuación (3.13) es válida.

b. Si θ no es pequeña, entonces la distribución de presiones no es hidrostática cuando el tirante vertical del flujo es significativamente diferente del tirante medido perpendicularmente al fondo del canal. Además, en canales de gran pendiente, e.g., caídas rápidas, el flujo contiene aire lo que cambiara tanto la densidad como el tirante

del fluido. En el material subsecuente, a menos que se especifique otra cosa, debe suponerse que la pendiente del canal es tal que existe una distribución de presión hidrostática.

c. Además si $a_s \neq 0$, entonces las líneas de corriente de un flujo cualquiera tendrán una cantidad significativa de curvatura o divergencia, y el flujo se denominara curvilíneo. Tal situación puede ocurrir cuando el fondo del canal esta curvado, en compuertas, y en cascadas a caídas libres. En tales casos, la distribución de presiones no es hidrostáticas, y debe estimarse un factor de corrección de presión. En situaciones de flujo cóncavo, las fuerzas resultantes de la curvatura de las líneas de corriente refuerzan las fuerzas de gravedad. En el caso de flujo convexo, las fuerzas resultantes de la curvatura de las líneas de corriente actúan contra las fuerzas gravitacionales. Si un canal tiene un perfil longitudinal curvado

d. o, entonces la desviación de la distribución de presiones a partir de la condición hidrostática puede estimarse desde una aplicación de la segunda ley de Newton.

$$c = \frac{y}{g} \frac{\overline{u^2}}{r} \quad (3.14)$$

Dónde:

r: Radio de curvatura del fondo del canal. La verdadera distribución de presiones en una sección es entonces:

$$p = y \pm \frac{y}{g} \frac{\overline{u^2}}{r} \quad (3.15)$$

Los signos más o menos son usados respectivamente, con flujos cóncavos o convexos. En muchos casos, es conveniente definir un coeficiente de presión tal que, la carga de presión en un flujo curvilíneo pueda definirse como α' y donde α' sea igual al coeficiente de presión. Puede demostrarse que:

$$\alpha' = 1 + \frac{1}{Qy} \iint_A cu \, dA \quad (3.16)$$

Dónde:

Q: Gasto total.

dA: Un incremento de área.

Entonces, $\alpha' > 1$ para flujo cóncavo, $\alpha' = 1$ para flujo paralelo, y $\alpha' < 1$ para flujo convexo. Para flujos curvilíneos complejos, la distribución de presiones puede estimarse a partir de mallas o redes de flujo o con pruebas de modelos (Chow, 2008).

3.2.16 Determinación de caudal de captación de un canal y caudal de diseño de una cuenca

3.2.16.1 Estimación de gastos máximos. Método Racional

Este método es el más utilizado en todo el mundo sin dejar de lado a Venezuela donde actualmente se utilizan en proyectos de ingeniería vial, sanitaria e hidrológica. El método supone que si sobre un área determinada cayese una precipitación de intensidad uniforme en el tiempo y en el espacio, llegará un momento en el que la cantidad de agua que cae equivale a la que sale del área, siempre y cuando esta sea impermeable (áreas urbanizadas).

Su uso debe limitarse a áreas pequeñas (100 a menos hectáreas) y para lluvias de duración superior a unos 15 minutos. Su aseveración fundamental radica en decir que el gasto pico es directamente proporcional al producto del área de la cuenca por la intensidad de la lluvia.

El tiempo al cual se alcanza la equivalencia es el denominado tiempo de concentración t_c . Aun en el caso de que el área fuese totalmente impermeable, existirían pérdidas por evaporación y almacenamiento en depresiones, por ello la constante de proporcionalidad, llamada Coeficiente de Escurrimiento C ajusta la relación entre el volumen precipitado por unidad de tiempo $i A$, al volumen escurrido por unidad de tiempo; cubriendo según la fórmula, todos los otros factores involucrados en el ciclo hidrológico incluyendo la amortiguación por tránsito decrecientes; es decir, C es una relación de precipitación – escurrimiento.

El cálculo del gasto se hace de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C.i.A}{360} \quad (3.17)$$

Dónde:

Q : Gasto máximo en m³/s.

C : Coeficiente de escorrentía.

A : Área tributaria en hectáreas.

i : Intensidad de la lluvia en mm/h para una duración igual al tiempo de concentración t_c del área tributaria.

La fórmula también puede ser expresada de la siguiente forma:

$$Q = C . i . A \quad (3.18)$$

Dónde:

Q : Gasto máximo en litros/s.

i : Intensidad de la lluvia en litros/seg/hectáreas.

A : Área tributaria en hectáreas.

C : Coeficiente de escorrentía.

El método tiene una serie de limitaciones a saber:

1. La lluvia es uniforme en el tiempo; es decir, su intensidad es constante, lo cual, en la práctica, es solo verdad para duraciones muy cortas.

2. La lluvia es uniforme en el espacio; es decir, tiene la intensidad al mismo tiempo sobre toda el área tributaria. Esto es prácticamente válido para áreas muy pequeñas.

3. Ignora el efecto de almacenamiento o retención temporal en las superficies, conductos, cauces, etc., el cual es mayor mientras menos impermeable sea el área.

3. El coeficiente de escorrentía es constante, lo cual es solo cierto para áreas impermeables.

5. Supone que el gasto calculado tiene la misma frecuencia de la precipitación, lo cual es más cierto en áreas impermeables, donde las condiciones previas de humedad del subsuelo no influyen significativamente en la escorrentía.

Las limitaciones anteriores llevan a la conclusión de que la fórmula racional puede arrojar resultados aceptables solo si el área es pequeña y tiene un alto porcentaje de impermeabilidad, siendo además el t_c corto. Cuando estas recomendaciones no se observen la tiende a dar valores mayores que los reales. El procedimiento de aplicación de la fórmula se reduce básicamente a encontrar los valores adecuados de t_c y C .

3.2.16.2 Tiempo de concentración

Se define como el tiempo que toma la primera gota en llegar desde el punto más alejado de la hoya correspondiente, hasta el punto de recolección.

Para el diseño de los colectores de aguas de lluvia en zonas urbanas, este tiempo de concentración representa la suma de dos tiempos:

1. El tiempo de escurrimiento, que es el tiempo que tarda la partícula más alejada en escurrir sobre la superficie (t_e).
2. El tiempo de traslado que tomara el caudal, en desplazarse en una longitud de colector comprendida entre dos captaciones consecutivas (t_t).

El primero, tiempo de escurrimiento en la superficie, a través de laderas, cunetas, canales o sobre las zonas de escurrimiento natural, puede ser estimado o calculado para las distintas características del suelo.

El tiempo que tarda el agua en escurrir en laderas puede estimarse en base a las velocidades recomendadas en el Manual de Drenaje del Ministerio de Obras Públicas (1967).

Nota: En el presente solo se tomará en cuenta el primer caso que tiene relación en el diseño de canales abiertos.

Tabla 3.1. Velocidades de escurrimiento en laderas.
Cobertura Vegetal (V= m/min). (Arocha,
R., 2012).

COBERTURA VEGETAL			
Pendiente de la ladera (%)	Vegetación densa o de cultivos	Pastos o vegetación ligera	Ninguna vegetación
0 – 5	25	40	70
5 – 10	50	70	120
10 – 15	60	90	150
15 – 20	70	110	180

No se deberán considerar tiempos de concentración menores de cinco minutos.

$$T_C = 0,0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385} \quad (3.19)$$

Dónde:

L: Longitud del cauce más largo, en metros.

H: Diferencia de elevación entre el punto más remoto de la cuenca y la salida de la misma, en metros.

En el caso de cunetas rurales, tal determinación se hace basada en medidas hechas directamente sobre el terreno, determinando la mayor distancia o recorrido de la partícula más alejada o bien por mediciones hechas en planos topográficos. En este sentido el Manual de Drenaje del Ministerio de Obras Públicas (MOP) presenta la figura 3.1.

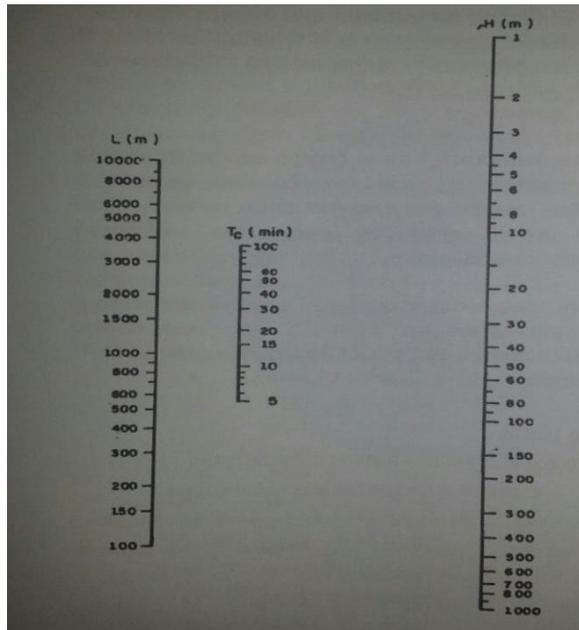


Figura 3.1. Abaco para estimación del tiempo de concentración en cuencas rurales (Arocha, 2012).

3.2.17 Coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento C representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa y toma valores entre cero y uno, varía apreciablemente entre una cuenca y otra, y de una tormenta a otra, debido a las condiciones de humedad iniciales. Sin embargo, es común tomar valores de C representativos de acuerdo con ciertas características de las cuencas como la vegetación, pendientes del terreno y uso de suelos.

$$C = \frac{\text{Volumen escorrentia superficial}}{\text{Volumen total precipitado}} \quad (3.20)$$

Una forma de visualizar el significado del Coeficiente de Escorrentía es tratarlo en términos de porcentaje de lluvia.

Por ejemplo, un Coeficiente de Escorrentía de 0,85 conduciría a pensar en una escorrentía que representa el 85% de la lluvia total asociada.

Dicho de otra forma, por cada 100 litros por metro cuadrado precipitados en una cuenca hidrográfica, 85 litros por metro cuadrado se convertirán en flujo superficial.

Los coeficientes de escorrentía recomendados por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ofrece valores para usos indicativos de la tierra y para tipos de superficie.

Se calcularon valores de C adaptados a los usos de tierras comunes en Venezuela (tipo de zonificación), de acuerdo a planes de desarrollo urbano; estos valores provienen de un cálculo de las superficies impermeables y no impermeables de cada tipo de uso, se ha tratado de simplificar la selección del coeficiente(Arocha, R., 2012).

La selección del coeficiente C para uso multifamiliar, industrial y comercial depende fundamentalmente del grado de ocupación con superficies impermeables y no impermeables y no de la pendiente del terreno; es por esto que solo se indican límites para el coeficiente (Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Coeficiente de escurrimiento (Bolinaga, 1979).

TIPO DE ÁREA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO "C"
a) Comercial	
Centro de la Ciudad	0.70 a 0.95
Alrededores	0.50 a 0.70
b) Residencial	
Unifamiliar	0.30 a 0.50
Multifamiliar separado	0.40 a 0.60
Multifamiliar agrupado	0.60 a 0.75
Sub-Urbana	0.25 a 0.40
c) Industrial	
Liviana	0.50 a 0.80
Pesada	0.60 a 0.90
d) Otros	
Parques y cementerios	0.10 a 0.25
Parques para juegos	0.20 a 0.35
TIPO DE SUPERFICIE	VALORES DE "C"
a) Pavimentos	
Asfalto o concreto	0.70 a 0.95
Ladrillo	0.70 a 0.85
b) Techos y azoteas	0.70 a 0.95
c) Caminos de grava	0.30
d) Áreas de suelo arenoso	
Llanas (2%)	0.05 a 0.10
Medianas (2 a 7%)	0.10 a 0.15
Inclinadas (7% o más)	0.15 a 0.20
e) Áreas de suelo pesado	
Llanas (2%)	0.13 a 0.17
Medianas (2 a 7%)	0.18 a 0.22
Inclinadas (7% o más)	0.25 a 0.35

Tabla 3.3. Coeficientes de escurrimiento de acuerdo a la zonificación del uso de tierra. (Bolinaga, 1979).

USO DE TIERRA	DENOMINACIÓN ZONIFICACIÓN*	VALOR DE "C" PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO		
		SUAVE 2%	MEDIA 2-7%	FUERTE > 7%
RESIDENCIAL UNIFAMILIAR	R1	0,40	0,45	0,50
	R2 y R3	0,45	0,50	0,55
	R4 y R5	0,48	0,58	0,65
MULTIFAMILIAR	R4, R5, R6, y R7	0,65 a 0,85		
	R8, R9 y R10	0,70 a 0,95		
INDUSTRIAL	-----	0,75 a 0,95		
COMERCIAL	-----	0,75 a 0,95		
PARQUES	-----			
PARQUES		0,25	0,30	0,35
ZONAS VERDES		0,15	0,20	0,35

(*) Los usos residenciales tienen las siguientes densidades brutas en habitantes por hectáreas:

Unifamiliares: R1: 20 a 25; R2: 40 a 45; R3: 70 a 80; R4 y R5: 110 a 115

Multifamiliares: R4: 175 a 210; R5: 185 a 225; R6: 210 a 280; R7: 220 a 300; R9 y R10: Más de 280.

Los coeficientes de las tablas (anteriores) deben modificarse de acuerdo al grado de protección. La tabla 3.4 muestra el factor por el cual podrían ser multiplicados los referidos coeficientes, para hallar el coeficiente final de acuerdo al criterio anterior.

Tabla 3.4 Factores de incremento de “C” (Bolinaga, 1979).

PERÍODO DE RETORNO (Años)	FACTOR
2 a 10	1,00
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Nota: Si “C” da mayor que 1,00 se adopta este último valor.

3.2.18 Curvas Intensidad, duración y frecuencia

Con respecto a las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), es importante señalar que éstas son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno.

Junto con la definición de las curvas, surgen otros elementos a considerar, como son la intensidad de precipitación, la frecuencia o la probabilidad de excedencia de un determinado evento. Además, es de suma importancia tener claro el concepto de cada una de estas variables, de modo de tener una visión más clara de las mismas.

Intensidad: En este sentido se debe destacar que la intensidad, según Chow et al (1994), se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la altura de agua de

precipitación por unidad de tiempo (mm/hr ó pulg/hr), y ésta se expresa como: $i = P / T_d$.

Donde P es la altura de agua de precipitación en mm o pulgadas, y T_d es la duración de la lluvia, dada usualmente en hr. Es importante señalar, que cuando sólo se dispone de un pluviómetro en una estación, es evidente que en general sólo se podrá conocer la intensidad media en 24 horas. Como se comprenderá, esta información puede inducir a grandes errores por defecto, por cuanto las lluvias de corta duración son en general las más intensas. Es natural entonces que las determinaciones de intensidades de lluvia se hagan a partir de los registros proporcionados por los pluviógrafos.

Probabilidad de excedencia: Se define como la probabilidad de que un cierto valor a asumir por la variable aleatoria sea superado. Se define por $1 / T$, en donde T es el período de retorno; por consiguiente, la probabilidad de excedencia sirve para estimar riesgos en obras civiles en general, y poder tener una aplicación a largo plazo en el sector productivo. Además, dentro de las aplicaciones de la estadística, usadas comúnmente en la hidrología, está la determinación de la probabilidad o del período de recurrencia de determinado suceso.

Frecuencia: La frecuencia se expresa en función del período de retorno (T), que es el intervalo de tiempo promedio (expresado en años) entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las normas INOS establecen que para el cálculo del caudal de aguas de lluvia se estimen las frecuencias siguientes:

- a. Para zonas residenciales, de 2 a 3 años

- b. Para zonas comerciales y de valor elevado, de 5 a 15 años, dependiendo de su justificación económica.
- c. Para obras de canalizaciones de cursos naturales, ríos o quebradas, 50 años o más. (Arocha, R., 2012)

3.2.19 Área de captación y cuenca de drenaje

Debemos entender por cuenca hidrográfica o cuenca de drenaje, que es un territorio drenado por un sistema de drenaje natural. Las cuencas hidrográficas son delimitadas por una línea de cumbres, también llamadas divisoria de agua o divisoria topográfica.

Según Bastidas, una cuenca es una unidad de territorio que capta la precipitación, transita el escurrimiento y la escorrentía, hasta un punto de salida en el cauce principal o igualmente, es un área delimitada por una divisoria topográfica que drena a un drenaje común.

El área de captación del agua de lluvia se obtiene con la ecuación:

$$A = a \cdot b \quad (3.21)$$

Dónde:

A: Área de captación, m².

a: Ancho de la casa en metros.

b: Largo de la casa en metros.

En caso de que no exista el área de captación, se diseña en función de la demanda anual de los habitantes a beneficiar y de la precipitación pluvial neta anual.

$$A_{ec} = \frac{D_{anual}}{\sum_{j=1}^{12} \bar{P}N_j} \quad (3.22)$$

Dónde:

A_{ec} : Es el área de captación necesaria para abastecer la demanda de agua a una familia o comunidad, en m².

D_{anual} : Demanda de agua anual que necesita una población.

$\sum_{j=1}^{12} \bar{P}N_j$: Suma de las precipitaciones netas medias mensuales que originan escurrimiento, en mm (Arocha, R., 2012).

3.2.18 Determinación de la capacidad hidráulica de una vía

La capacidad teórica de agua que puede conducir una calle se puede estimar con las características geométricas de la cuneta y la pendiente longitudinal de la calzada, aplicando la ecuación de Manning para estimar la velocidad media del flujo, con un coeficiente de rugosidad de $n = 0,015$ para pavimentos de hormigón y asfalto:

$$V = \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \frac{I^{0,5}}{n} \quad (3.23)$$

Dónde:

V = Velocidad media del flujo, en m/s.

A = Área de la sección del flujo en m².

P = Perímetro mojado, en metros.

I = Pendiente longitudinal de la calle, en m/m.

n = Coeficiente de rugosidad de la superficie.

Desde el punto de vista del diseño la capacidad de conducción de aguas lluvias de las calles se considerará como el valor mínimo de las siguientes dos capacidades

alternativas: considerando el ancho máximo permitido de la sección inundada, o la cuneta llena y un factor de reducción por otros uso de la calle, de acuerdo a lo que se indica a continuación:

3.2.18.1 Capacidad de diseño para tormentas menores

Estas capacidades teóricas de las calles se entregan como referencia, sin embargo la capacidad real deberá estimarse con las condiciones geométricas de terreno, considerando además que ella se ve afectada por la existencia de singularidades como badenes, lomos de toro, accesos vehiculares, encuentros de calles, reparaciones, vehículos estacionados, etc.

La capacidad teórica de las calles según el ancho máximo inundable permite reunir y conducir pequeños caudales hacia la red de drenaje o a otros cauces para tormentas menores, con períodos de retorno de 2 años (Arocha, R., 2012).

3.2.18.2 Capacidad máxima

La capacidad máxima de las calles se establece para la verificación frente a tormentas mayores, con períodos de retorno de 100 años, en la cual se acepta que conduzca agua hasta el nivel superior de la solera, evitando que desborde la calle e inunde las propiedades vecinas (Arocha, R., 2012).

3.2.19 Trazado de canales abiertos

Cuando se trata de trazar un canal o un sistema de canales es necesario recolectar la siguiente información básica:

- a. Fotografías aéreas, imágenes satelitales, para localizar los poblados, caseríos, áreas de cultivo, vías de comunicación, etc.
- b. Planos topográficos y catastrales.
- c. Estudios geológicos, salinidad, suelos y demás información que pueda conjugarse en el trazo de canales.

Una vez obtenido los datos precisos, se procede a trabajar en gabinete dando un trazo preliminar, el cual se replantea en campo, donde se hacen los ajustes necesarios, obteniéndose finalmente el trazo definitivo (Arocha, R., 2012).

En caso de no existir información topográfica básica se procede a levantar el relieve del canal, procediendo con los siguientes pasos:

3.2.19.1 Reconocimiento del terreno

Se recorre la zona, anotándose todos los detalles que influyen en la determinación de un eje probable de trazo, determinándose el punto inicial y el punto final (georreferenciados) (Arocha, R., 2012).

3.2.19.2 Trazo preliminar

Se procede a levantar la zona con una brigada topográfica, clavando en el terreno las estacas de la poligonal preliminar y luego el levantamiento con teodolito, posteriormente a este levantamiento se nivela la poligonal y se hará el levantamiento de secciones transversales, estas secciones se harán de acuerdo a criterio, si es un terreno con una alta distorsión de relieve, la sección se hace a cada 5 metros, si el terreno no muestra muchas variaciones y es uniforme la sección es máximo a cada 20 metros (Arocha, R., 2012) .

3.2.19.3 Trazo definitivo

Con los datos anteriores se procede al trazo definitivo, teniendo en cuenta la escala del plano, la cual depende básicamente de la topografía de la zona y de la precisión que se desea; terrenos con pendiente transversal mayor a 25% se recomienda escala de 1:500, terrenos con pendiente transversal menor a 25% se recomienda escalas de 1:1000 a 1:2000 (Arocha, R., 2012).

3.2.20 Torrenteras o rápidas escalonadas

El agua recogida por los canales e interceptores es entregada a los canales de alta velocidad, generalmente en la dirección del talud, lateralmente a la zona inestable, mediante estructuras de disipación conocidas como torrenteras.

Las torrenteras, o rápidas escalonadas son canales con gradas o escalones donde, a la vez que se conduce el agua, se va disipando la energía cinética del flujo por impacto con los escalones, llegando el agua al pie de la rápida con la energía disipada, por lo que no se hace necesaria alguna estructura adicional, o dado el caso, una estructura pequeña (Mejía, 2008).

El sistema de graderías generalmente es más eficiente para disipar energía que otros métodos de disipación. El flujo, en este tipo de canal, es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente, para permitir la salpicadura del flujo.

Ante la inexistencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse asumiendo una velocidad de 5.0 m/s, a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada (Aristizabal et al,2013).

El régimen de flujo de las rápidas escalonadas, depende de las características geométricas y del caudal manejado por la estructura. Pueden analizarse dos situaciones:

3.2.20.1 Régimen de flujo saltante

En este caso, la disipación de la energía se genera independientemente, en cada escalón al romperse el chorro en el aire, al mezclarse en el escalón o por formación de resaltos hidráulicos (Mejía, 1999).

El régimen de flujo saltante se caracteriza por una sucesión de chorros en caída libre que chocan en el siguiente escalón, seguidos por un resalto hidráulico parcial o totalmente desarrollado. En este régimen la disipación de energía se produce en cada escalón. En el régimen de flujo rasante, el agua fluye sobre los escalones como una corriente estable, rasando sobre ellos y amortiguándose por el fluido re-circulante atrapado entre los escalones.

En este último régimen la disipación de energía se produce en la formación de vórtices en las gradas.

Los pasos fundamentales para el diseño de torrenteras son (Mejía, 2008):

- a. Estimar el caudal de diseño.
- b. Evaluar las dimensiones geométricas básicas del canal (pendiente, altura, ancho).
- c. Seleccionar la altura óptima del escalón.
- d. Calcular las características hidráulicas del flujo.

El diseño de torrenteras en régimen saltante debe verificar que el alcance del \square ro parabólico en la dirección X, producido por la corriente a la velocidad para la cual

se logra el caudal de diseño para un período de retorno dado, sea menor que la longitud de la huella de diseño, y en consecuencia, el chorro saltará efectivamente escalón tras escalón disipando energía en su camino descendiente, mediante el uso de la torrentera en todos los tramos diseñados.

El movimiento parabólico de una partícula se encuentra regido por dos ecuaciones de trayectoria en el plano cartesiano: la ecuación que describe el movimiento uniforme en la dirección X, y la ecuación que describe el movimiento uniformemente acelerado en la dirección Y. Ellas son:

$$X = v \cdot t \quad (3.24)$$

Donde x es el avance en la dirección X, expresada en m; v es la velocidad constante a la cual la partícula se mueve en la dirección X, expresada en m/s; t es el tiempo que tarda la partícula en moverse una distancia “ x ” a una velocidad constante v , expresada en s, y tomando convenientemente la dirección positiva del eje Y hacia abajo:

$$y = \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2 \quad (3.25)$$

Donde y es la altura de la lámina del agua, en m, g es la aceleración de la gravedad, en m/s², t es el tiempo que tarda la partícula en moverse una distancia “ y ” bajo los efectos de la aceleración g , en s. Despejando de ambas ecuaciones la variable tiempo, e igualándolas, resulta:

$$x = 0.4515 \cdot y^{1/2} \cdot v \quad (3.26)$$

Donde para el caso de un caudal de diseño Q , descendiendo por un escalón con huella $X_{\text{escalón}}$, y contrahuella $Y_{\text{escalón}}$, se tiene que x es el avance del chorro producido por el caudal de diseño Q en la dirección X, en m; y es la altura de la lámina del agua

para el caudal de diseño Q en la dirección Y , en m; y v es la velocidad a la cual desciende el caudal de diseño Q por la torrentera, en m/s.

Las dimensiones de diseño serán suficientes siempre que se cumpla que $x < X_{\text{escalón}}$, pues esto asegurará que el chorro descenderá escalón a escalón disipando energía en cada caída, motivo por el cual se construye el canal de torrentera en forma escalonada y no lisa.

En régimen rasante el diseño de torrenteras se ciñe estrictamente al diseño de canales, en el cual se verifica que para un caudal de diseño dado, las dimensiones propuestas permiten la evacuación de dicho caudal (Aristizabal et al,2013).

- a. Cimentar las estructuras siempre en corte y nunca sobre rellenos.
- b. Acomodar las gradas a la pendiente del terreno, evitando las gradas de gran altura.
- c. La altura del muro lateral debe ser superior a la mitad de la altura de la grada:
 $D \geq 1/2H$.
- d. Debe ser autolimpiante. (Que no permita sedimentación).
- e. Debe incluirse una estructura de disipación en el pie de la torrentera.

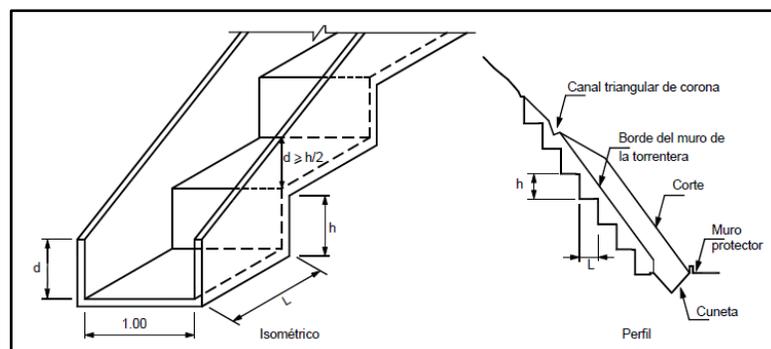


Figura 3.2 Torrentera en gradería (Aristizabal et al,2013).

3.2.20.2 Diseño de estructuras de control de escorrentía

Es muy importante determinar lo más exactamente posible, la intensidad máxima esperada de la lluvia y los caudales generados. La mayoría de los diseños de obras de drenaje superficial para taludes, que se realizan con procedimientos totalmente empíricos, dan como resultado obras insuficientes con secciones que no son capaces de manejar los caudales de agua que se concentran en las coronas de los taludes. La razón principal de esta falla es que las intensidades de las lluvias, que en la zona tropical con frecuencia son superiores a 50 mm/ hora, no son tenidas en cuenta.

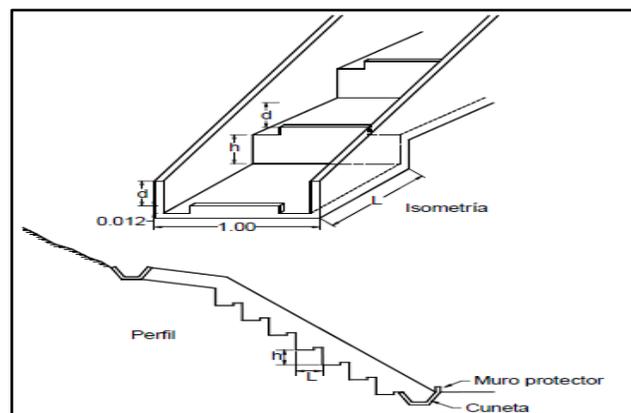


Figura 3.3 Torrentera en gradería con bloques en el fondo (Aristizábal et al, 2013).

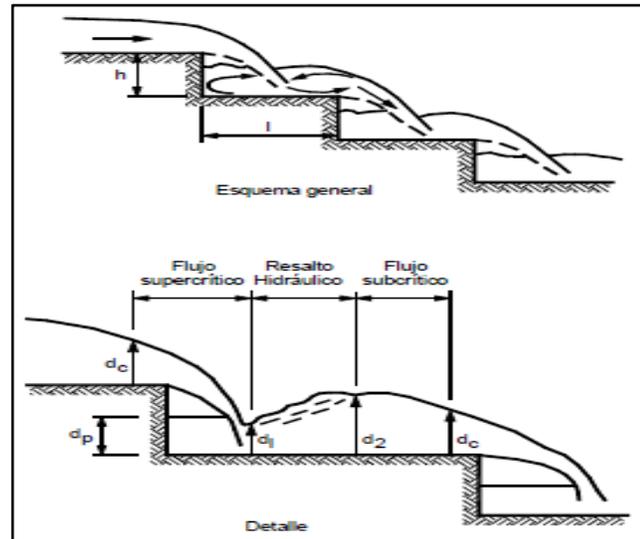


Figura 3.4 Régimen de flujo saltante sobre un canal en gradería (Mejía, 1999).

3.2.20.3 Dimensionamiento de las obras de drenaje

❖ Criterio de velocidad mínima

La velocidad de flujo debe ser lo suficientemente grande, para que no se produzca taponamiento del canal. El gradiente mínimo de los canales está determinado por la mínima velocidad de flujo necesaria para evitar la sedimentación.

La velocidad no debe ser menor de 1.3 m/s para el flujo pico, con una frecuencia de uno en dos años. Generalmente, la pendiente mínima utilizada es del 2% para impedir la sedimentación.

Sin embargo, si existe la posibilidad de transporte de gravas o bloques, se requieren pendientes superiores.

Debe tenerse cuidado de que la velocidad no sea superior a 4 m/seg para evitar desgaste del recubrimiento de concreto y problemas de erosión (Aristizábal et al,2013).

❖ Secciones

El dimensionamiento de la sección del canal puede hacerse con la ecuación de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/s y una rugosidad η de 0.013 para el concreto liso o mayor de acuerdo con las características del canal. Para calcular la velocidad del flujo, se puede emplear la siguiente expresión:

$$V = (1/n) \cdot (R_h^{0.67} \cdot S^{1/2})$$

Donde:

V = Velocidad en m/s

η = Factor de rugosidad

R = Profundidad hidráulica media

Área/Perímetro en metros

S = Pendiente promedio del canal. (Aristizábal et al,2013)

Tabla 3.5 Coeficientes de escorrentía para su uso en taludes (Japan Road Association, 1984).

Superficie	Características	Coefficiente C
Superficie de carretera	Pavimentada	0.7 a 0.95
	Destapada	0.3 a 0.7
	Suelo fino	0.4 a 0.65
Talud	Suelo grueso	0.1 a 0.3
	Roca dura	0.7 a 0.85
	Roca blanda	0.5 a 0.75
Pastizales en suelos arenosos	Pendiente 0 a 2%	0.05 a 0.1
	2 a 7%	0.1 a 0.15
	Más de 7%	0.15 a 0.25
Pastizales en suelos arcillosos	Pendiente 0 a 2%	0.13 a 0.17
	2 a 7%	0.18 a 0.22
	Más de 7%	0.25 a 0.35
Escarpes de fuerte pendiente de roca		0.75 a 0.95
Arenas intermedias		0.20 a 0.40
Parques con árboles y pastos		0.10 a 0.25
Montañas de pendientes suaves		0.30
Montañas de pendientes fuertes		0.50

3.2.20.4 Canal con pantallas deflectoras

Son canales de disipación de energía que atienden caudales en laderas o cauces que estén dentro de un rango entre 10 y 50% de pendiente. Estas estructuras permiten cambios de dirección y de pendiente dentro de los rangos establecidos. El dimensionado de la estructura parte de la determinación del caudal a atender. Con este se calcula el ancho de la estructura con el apoyo de las siguientes fórmulas, desarrolladas en el laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

$$b = 0.905 \cdot Q_D^{2/5}$$

$$V_{\text{prom}} = 4.376 \cdot Q_D^{1/5}$$

En donde:

b: Ancho del canal,

Q_D : Caudal de diseño

V_{prom} : Velocidad del flujo en el canal (Aristizábal et al,2013).

3.2.20.5 Canal de rápidas con tapa

Son canales que disipan la energía del agua en laderas y cauces con pendientes mayores a 50%. Estas estructuras permiten cambios de dirección y de pendiente dentro de los rangos establecidos. El dimensionado de la estructura se logra a partir de la determinación del caudal a atender, y con la fórmula se calcula el ancho del canal. Las fórmulas fueron desarrolladas en el laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

Tabla 3.6 Parámetros hidráulicos del canal rápida.

$$a = 0,1 \times \left[\frac{Q_p}{4,79 \times 10^{-3}} \right]^{0,4}$$

$$v_{rap} = 3,01 \times \left[\frac{Q_p}{4,79 \times 10^{-3}} \right]^{0,2}$$

$$v_{prom} = 1,60 \times \left[\frac{Q_p}{4,79 \times 10^{-3}} \right]^{0,2}$$

Donde:

a: es función de Qp

a: ancho del canal (m)

Qp: Caudal a atender (m³/s)

Vprom: Velocidad promedio en función de Qp (Aristizábal et al,2013).

3.3 Definición de términos básicos

3.3.1 Abrupto

Dicho de un terreno escarpado, quebrado o de difícil acceso. (Real Academia Española, 2012).

3.3.2 Áreas inundables

Son aquellas superficies diferentes de las planicies inundables, que pueden ser ocupadas durante un tiempo prudencialmente largo, por aguas provenientes del escurrimiento superficial. (Bolinaga J., 1979).

3.3.3 Canales de drenajes

Es una cuneta que se encuentra ubicada en la orilla de la carretera para recoger y conducir el agua superficial para drenaje alejándola del lecho de la vía. (Carciente J, 1985).

3.3.4 Cartografía

Arte de trazar mapas geográficos. (Real Academia Española, 2012).

3.3.5 Cavitación

Formación de burbujas de vapor o de gas en el seno de un líquido, causada por las variaciones que este experimenta en su presión. (Real Academia Española, 2012).

3.3.6 Climatología

Tratado del clima, conjunto de las condiciones propias de un determinado clima. (Real Academia Española, 2012).

3.3.7 Coeficiente de escorrentía (C)

Se denomina coeficiente de escorrentía al cociente entre el caudal de agua que circula por una sección de una cuenca a consecuencia de un suceso lluvioso (lluvia neta), y el volumen de agua que ha precipitado sobre la misma (lluvia total). Es decir, se trata de la proporción de lluvia real que produce escorrentía superficial. (Gustavo A, 2003).

3.3.8 Coeficiente de Manning (n)

Es un valor adimensional utilizado en la ecuación de Manning en los cálculos de capacidades de colectores, tuberías o canales que funcionan a gravedad cuya cuantía depende del material. (Gustavo A, 2003).

3.3.9 Colectores

Son los cauces naturales o los conductos construidos por el hombre (canales, tuberías, etc.) que transportan las aguas y que son drenajes primarios o secundarios, según sea el caso. (Bolinaga J, 1979).

3.3.10 Cota

Altura de un punto sobre el nivel de otro plano de referencia. (Real Academia Española, 2012).

3.3.11 Cuenca

Es un concepto geográfico e hidrológico que se define como el área de las superficie terrestre por donde el agua de lluvia escurre y transita o drena a través de una red de corrientes que fluyen hacia una corriente principal y por ésta hacia un punto común de salida que puede ser un almacenamiento de agua interior, como un lago, una laguna o el embalse de una presa, en cuyo caso se llama cuenca endorreica.

Cuando sus descargas llegan hasta el mar se les denominan cuencas exorreicas. Normalmente la corriente principal es la que define el nombre de la cuenca. (Zinck A, 1977).

3.3.12 Cuenca hidrográfica

El territorio drenado por un único sistema de drenaje natural, es decir, que drena sus aguas al mar a través de un único río, o que vierte sus aguas a un único lago endorreico. Una cuenca hidrográfica es delimitada por la línea de las cumbres, también llamada divisoria de aguas. (Zinck A, 1977).

3.3.13 Datum

Cota tomada como base para graficar un perfil. (López, 1998).

3.3.14 Desnivel

Diferencia de altura entre dos puntos. (Real Academia Española, 2012).

3.3.15 Embaulamiento

Es un conducto artificial que sirve para llevar las aguas de lluvia, por lo general más eficientes hidráulicamente en la velocidad de las aguas, ya que poseen pendientes que incrementan los gastos máximos. (Carciente J, 1985).

3.3.16 Escorrentía

Ocurre cada vez que la corriente de agua llega a un cauce superficial producto de haberse discurrido de los charcos y depresiones. (Carciente J, 1985).

3.3.17 Fluctuar

Dicho de un cuerpo, vacilar sobre las aguas por el movimiento agitados de ellas. (Real Academia española, 2012).

3.3.18 Hidrología:

También llamada hidrografía es la ciencia de la naturaleza que estudia el agua dentro del planeta Tierra, tanto en los aspectos de ocurrencia como acumulación y circulación desde el punto de vista cualitativo, cuantitativo y estadístico. (Chow T, 1994).

3.3.19 Inundación

Son producto de las fuertes lluvias que a causa de la acción indiscriminada del hombre en cuencas, cauces de los ríos y quebradas y el depósito de basura que taponan drenajes naturales, son algunas de las causas por las cuales se origina este fenómeno. (Gustavo A, 2007).

3.3.20 Meteorología

Ciencia que trata de la atmósfera y los meteoros. (Real Academia española, 2012).

3.3.21 Pendiente

Proporción entre la distancia de cotas entre dos puntos y su longitud. (López, 1998).

3.3.22 Perfil longitudinal

Es la representación gráfica de la intersección del terreno con un plano vertical que contiene al eje longitudinal de nivelación, con esto se obtiene la forma altimétrica del terreno a la largo de la mencionada línea. (Bolinaga J, 1979).

3.3.23 Perfil transversal

Es la representación gráfica de la intersección del terreno con un plano vertical perpendicular al eje longitudinal, este se realiza en cada uno de los puntos que definen al perfil longitudinal, es decir, se realiza en todos los puntos de cambio. (Bolinaga J, 1979).

3.3.24 Pluviómetro

Aparato que sirve para medir la lluvia que cae en lugar y tiempo dados. (Real Academia española, 2012).

3.3.25 Zanjas

Son canales abiertos que tienen como objeto recoger el agua que proviene de las plataformas de la vía. (Carciente J, 1985).

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA DE TRABAJO

Este capítulo de la investigación consistió en generar información útil para lograr obtener la ejecución secuencial de manera precisa, de los objetivos propuestos en el desarrollo de este trabajo.

4.1 Tipo de investigación

Según Hurtado (2000), una investigación de tipo proyectiva “consiste en la elaboración de una propuesta o de un modelo, como solución a un problema o necesidad de tipo práctico, ya sea de un grupo social, o de una institución, en un área particular del conocimiento, a partir de un diagnóstico preciso de las necesidades del momento, los procesos explicativos o generadores involucrados y las tendencias futuras”.

Esta investigación se considera evaluativa porque se contrastarán los resultados de las característica del flujo y del fluido con las condiciones de estados límites del flujo en el conjunto urbanístico “José Gregorio Hernández” ubicado en Temblador, estado Monagas; esto implica aprovechar al máximo todos los conocimientos adquiridos en el área de estudio para lograr cumplir con los objetivos planteados y así brindar solución al problema que se presenta, arropando las necesidades de la comunidad en cuestión.

Por otro lado, Balestrini, M. (2006) menciona que las investigaciones proyectivas “están orientadas a proporcionar respuestas o soluciones a problemas planteados en una determinada realidad: organizacional, social, económica, educativa, etc. En este sentido, la delimitación de la propuesta final, pasa inicialmente por la realización de un

diagnóstico de la situación existente y la determinación de las necesidades del hecho estudiado, para formular el modelo operativo en función de las demandas de la realidad abordada”.

4.2 Diseño de investigación

De acuerdo con la manera de enfocar el problema y las estrategias o métodos aplicados en el mismo para lograr los objetivos, se puede afirmar que el diseño de la investigación es de campo, debido a que consistirá en la recolección de datos directamente del sitio donde ocurren los hechos, sin manipular o controlar variable alguna, y documental porque requiere de conocimientos previos para enfocar ciertas técnicas de control, lineamientos o parámetros que se pueden aplicar para evitar que se ocasionen problemas de drenaje debido a la circulación de aguas pluviales en el conjunto urbanístico “José Gregorio Hernández”.

Según el autor Arias, F. (2012), define: la investigación documental es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas, como en toda investigación, el propósito de este diseño es el aporte de nuevos conocimientos.

Mientras tanto los autores Palella, S. y Martins, F. (2010), definen: la Investigación de campo consiste en la recolección de datos directamente de la realidad donde ocurren los hechos, sin manipular o controlar las variables. Estudia los fenómenos sociales en su ambiente natural. El investigador no manipula variables debido a que esto hace perder el ambiente de naturalidad en el cual se manifiesta.

Claro está, en una investigación de campo también se emplean datos secundarios, sobre todo los provenientes de fuentes bibliográficas, a partir de los cuales

se elabora el marco teórico. No obstante, son los datos primarios obtenidos a través del diseño de campo, los esenciales para el logro de los objetivos planteados.

4.3 Población y muestra de la investigación

4.3.1 Población de la investigación

Se entiende por población el conjunto finito o infinito de elementos con características comunes, para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Esta queda limitada por el problema y por los objetivos del estudio". (Arias, F. 2012).

La población o universo a estudiar, se concibe como el espacio de donde se extraerá la muestra que se va a utilizar en la investigación. En este sentido, Balestrini, M. (2006), expresa que: "una población o universo puede estar referido a cualquier conjunto de elementos de los cuales pretendemos indagar y conocer sus características, o una de ellas, y para el cual serán válidas las conclusiones obtenidas en la investigación".

En el presente caso se considerará como población de la investigación toda la superficie de la zona que se desea urbanizar susceptible de captar aguas pluviales.

4.3.2 Muestra de la investigación

La muestra es un "subconjunto representativo de un universo o población." (Morlés, 1994).

Sin embargo, no todas las muestras resultan útiles para llevar a cabo un trabajo de investigación. Lo que se busca al emplear una muestra es que, observando una

porción relativamente reducida de unidades, se obtengan conclusiones semejantes a las que lograríamos si estudiáramos el universo total. Cuando una muestra cumple con esta condición, es decir, cuando nos refleja en sus unidades lo que ocurre en el universo, la llamamos muestra representativa. Sus conclusiones son susceptibles de ser generalizadas al conjunto del universo, aunque para ello debemos añadir un cierto margen de error en nuestras proyecciones. Casi todas las muestras que se utilizan en las investigaciones son muestras representativas. (Galtung, J. 1971).

La muestra de la presente investigación será considerada de igual tamaño que la población por considerarse esta de dimensiones finitas y mensurables

4.4 Técnicas de recolección de datos

Para obtener información relevante proveniente de la realidad objeto de estudio será necesario utilizar distintos instrumentos de recolección, como lo define Sabino, C. (2006): “Un instrumento de recolección de datos, en un principio es cualquier recurso del que se vale un investigador para acercarse a fenómenos y extraer de ellos información”. En tal sentido, y en relación a los objetivos definidos en el presente estudio ubicado en un contexto de investigación proyectiva, se utilizarán diversas técnicas de recolección de datos para cumplir con las metas propuestas.

4.4.1 Observación directa.

Tamayo, (2006), define observación directa como: “Aquella en la cual el investigador puede observar y recoger datos mediante su propia observación”.

Mediante la observación directa, se hará un reconocimiento visual del área de estudio a fin de verificar las condiciones en las que se encuentra en cuanto a la topografía, vegetación, condiciones estructurales, y riesgos para la comunidad presente

en el sector y sus cercanías; con el fin de determinar el caudal de la cuenca y sub-cuencas que escurren, así como también los parámetros geométricos e hidráulicos de los canales de drenaje propuestos.

4.4.2 Revisión literaria

La revisión literaria, permitirá extraer las bases teóricas y los antecedentes del problema de investigación, sirviendo como herramientas documentales que sustenten el trabajo propuesto, como lo expresa Tamayo, (2006): “la revisión Literaria es el fundamento de la parte teórica de la investigación y permite conocer a nivel documental las investigaciones relacionadas con el problema planteado”.

4.4.3 Entrevistas no estructuradas

La realización de entrevistas es una técnica de recolección muy significativa, a través de ésta se obtendrá información valiosa y de interés, permitiendo aclarar las dudas existentes sobre el tema en estudio.

Tal como lo expresa Sabino, (2006): “de un modo general una entrevista no estructurada, es aquella en la que no existe una estandarización formal, habiendo por lo tanto un margen más o menos grande de libertad para formular las preguntas y las respuestas”.

Éstas serán realizadas a profesionales calificados, específicamente ingenieros civiles, ingenieros geólogos y cualquier otro personal que nos pueda brindar algún tipo de asesoría en cuanto a la solución del problema.

4.5 Flujograma de la metodología de trabajo

En la figura 4.1 se presenta el Flujograma de la investigación.

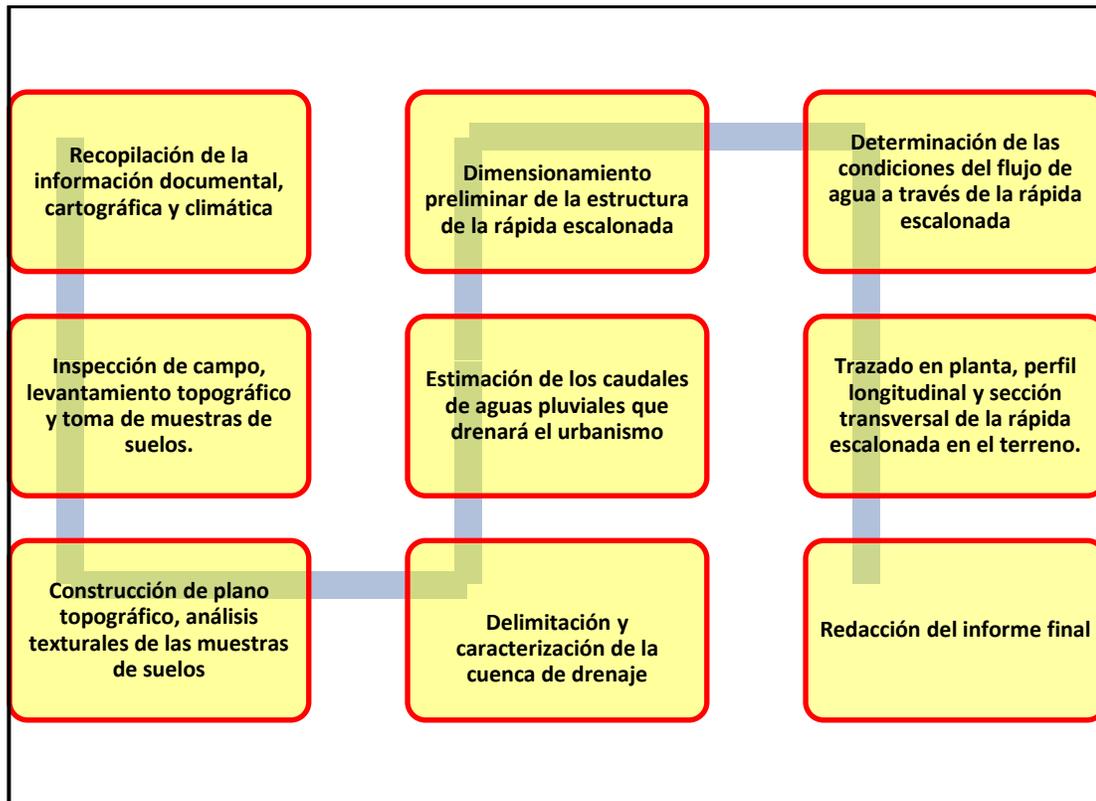


Figura 4.1 Flujograma de la investigación.

4.5.1 Procedimiento para el logro de los objetivos

4.5.1.1 Recolección de información

Se basa en la búsqueda de información relacionada con la investigación, de manera de ampliar los conocimientos partiendo de fuentes bibliográficas como libros, planos, trabajos de investigación, entre otros, para proceder a la selección del tema de estudio enmarcándose en la problemática de mayor índole en hidráulica de canales como lo es la construcción de sistemas de drenajes que sirvan para captar aguas de

lluvias y transportarlas a puntos de descargas a fin de brindarle bienestar a una determinada población.

Al definir el tema de estudio se establecieron una serie de objetivos que ameritan ser dispuestos a cumplirse para alcanzar el objetivo general de la investigación.

4.5.1.2 Trabajo de campo

Para poder identificar el área de estudio se realizó una visita técnica a nivel general de todo el proyecto y se determinó un área específica de trabajo conociendo las características topográficas de dicha zona de estudio, y finalmente, se tomaron anotaciones e imágenes fotográficas de los accidentes o eventos notables en el área (flora, entre otros) para darle veracidad a la información expuesta.

4.5.1.3 Análisis e interpretación de los resultados obtenidos

Se procesaron los datos necesarios para realizar el análisis de los elementos a ser considerados y la información obtenida. Estos fueron expresados mediante gráficos, tablas y figuras, mencionando de esta manera los aspectos relevantes que presentan el área de estudio y las medidas utilizadas para alcanzar los objetivos planteados en cuanto al diseño de la torrentera. Entre las actividades relevantes, se pueden mencionar:

Se procedió a la construcción del plano topográfico respectivo del urbanismo y del talud objeto de estudio. Se efectuó un dimensionamiento preliminar de la torrentera con base a las ecuaciones de Manning utilizando para ello el programa HCANALES.

Posteriormente, se analizaron los flujos que se producirían dentro del canal torrentera utilizando las ecuaciones de Darcy y Bernoulli (utilizando para ello el

programa HEC-RAS) con la finalidad de validar o reajustar las dimensiones iniciales dadas a la estructura de drenaje.

4.5.1.4 Formulación de conclusiones y recomendaciones

Para cada objetivo específico se formuló una conclusión respectiva, lo cual conllevó a plantear una serie de recomendaciones para dar sustento a la información obtenida.

4.5.1.5 Redacción del proyecto de grado final

Al culminar con resultados exitosos cada una de las fases del tema planteado, se logró la elaboración y redacción del proyecto de grado.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Caracterización de la pluviosidad del área de estudio

El área de estudio está conformada por una superficie actual de 5.429 ha, en la cual se han estudiado las características de la pluviosidad, con base en el análisis temporal de los datos registrados en las estaciones dentro del perímetro o en su área de influencia inmediata.

5.1.1 Precipitación

Ante la escasez de series de tiempo de precipitación continua de algunas estaciones meteorológicas disponibles en el área de Temblador y la existencia de limitadas bases de datos a nivel temporal y espacial de las instituciones oficiales, son condiciones que no permiten un estudio con base a lecturas directas. Por lo que, en este estudio, para la caracterización pluviométrica, se utilizarán valores de precipitación obtenidos mediante productos satélites. El producto 3B42 V6: usa una combinación de estimaciones de precipitación del TRMM y otros satélites para ajustar las estimaciones basadas en mediciones de radiación infrarroja de los satélites geoestacionarios. A continuación, se presentan los datos tomados del servidor Giovanni

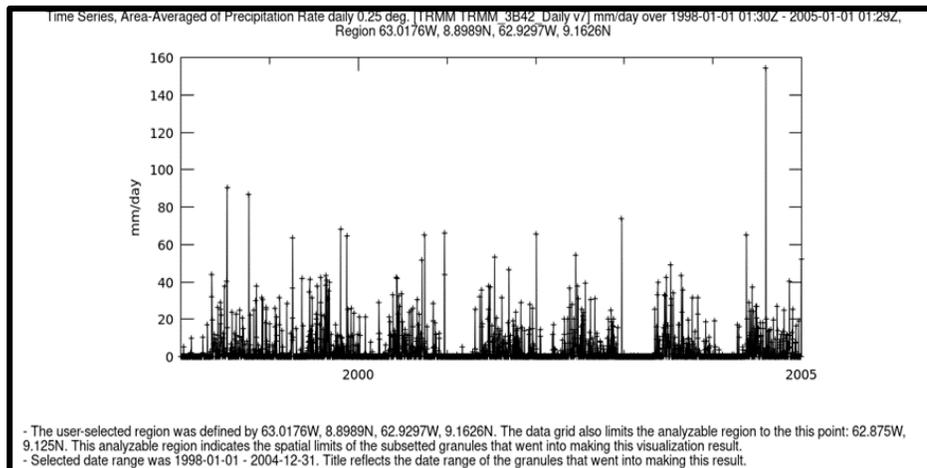


Figura 5.1 Serie de tiempo, Promedio de área de la tasa de precipitación diaria (mm/día) 0,25 grados. Período 1998-01-01 a 2005-12-31.

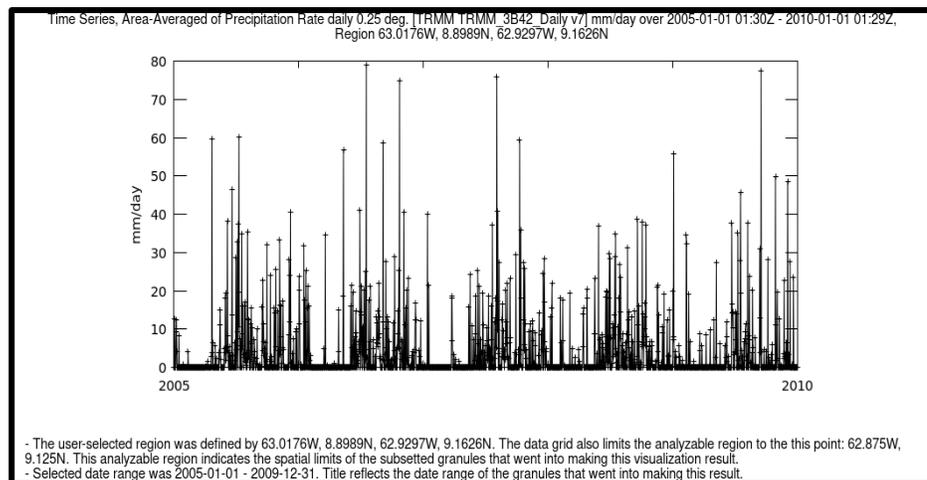


Figura 5.2 Serie de tiempo, Promedio de área de la tasa de precipitación diaria (mm/día) 0,25 grados. Período 2005-01-01 a 2009-12-31

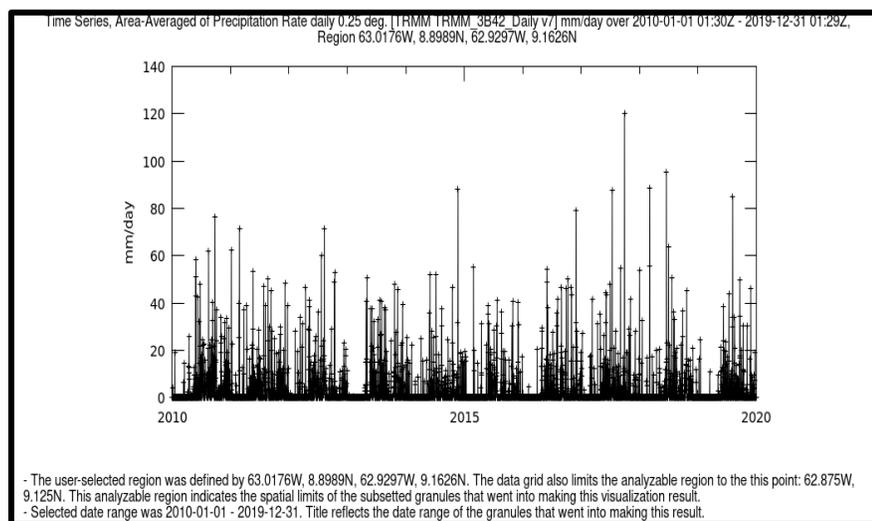


Figura 5.3 Serie de tiempo, Promedio de área de la tasa de precipitación diaria (mm/día) 0,25 grados. Período 2010-01-01 a 2019-12-31.

El régimen pluviométrico es de tipo unimodal, es decir, se registra un solo tope de lluvia durante el año. Este ocurre en los meses del verano astronómico (junio, julio y agosto), lo cual corresponde con la época de mayor actividad de la convergencia intertropical, responsable directa de la distribución temporal de las lluvias en el territorio venezolano. En estos tres meses se recoge más del 54% del volumen total de precipitación anual. El valor más bajo de precipitación se registra en los tres primeros meses del año (enero, febrero y marzo).

5.2 Parámetros dimensionales de la zona de captación

5.2.1 Área (A)

El área de interés para la realización del estudio hidrológico comprende una superficie de 5.429 ha localizada en una zona perteneciente al estado Monagas y esta se determinó a partir del plano mediante el programa AutoCAD 2016.

5.2.2 Longitud de la cuenca (L)

La longitud es la distancia horizontal desde la desembocadura de la cuenca hasta otro punto aguas arribas donde la tendencia general del río principal corte la línea de contorno de la cuenca.

El valor de longitud viene dado por la medición mediante el plano topográfico en el programa AutoCAD y expresa 297.7 m.

5.2.3 Perímetro (P)

El perímetro es la longitud sobre un plano horizontal que recorre la divisoria de agua. Este parámetro se mide en unidades de longitud y se expresa normalmente en m o km. El perímetro calculado en el área de estudio es de 1103 m.

5.2.4 Ancho de la cuenca (w)

Viene dado por la relación entre el área y longitud de la cuenca.

$$w = \frac{54290}{297.7m} = 182.36 m$$

El ancho de la cuenta es de 182.36 m.

5.2.5 Factor forma (F)

Es la relación entre el ancho promedio (w) y la longitud (L).

$$F = \frac{182.36 \text{ m}}{297.7 \text{ m}} = 0,61$$

Por lo tanto, con $F < 1$ se dice que la forma de la cuenca es oblonga.

5.2.6 Pendiente media de la cuenca (S)

Es el valor medio del declive del terreno y la inclinación, respecto a la horizontal, de la vertiente sobre la cual se ubica la cuenca.

La pendiente de la cuenca es la relación del desnivel que existe entre los extremos de la cuenca, siendo la cota mayor y la cota menor, y la proyección horizontal de su longitud, siendo el lado más largo de la cuenca.

$$S = \frac{15 \text{ m} - 10 \text{ m}}{297.70 \text{ m}} = 0,0167954 = 1.68\%$$

La pendiente media de la cuenta es de 1.68 %.

El urbanismo está constituido por cinco (5) parcelas con dos (2) vías principales y cuatro (4) vías secundarias como se representa en la figura 5.4 las cuales están distribuidas de la siguiente manera:



Figura 5.4. Distribución de las calles del urbanismo.

Las áreas fueron calculadas mediante el programa AutoCAD 2016, y organizadas y distribuidas en las tablas a continuación.

Las aguas se drenan dividiendo el urbanismo en dos (2) subcuencas que entregan sus aguas en un único punto al noroeste del urbanismo como se representa en la figura 5.5:



Figura 5.5 Sub-cuencas del urbanismo “José Gregorio Hernández”.

El urbanismo “José Gregorio Hernández”, está conformado por dos (2) cuencas principales, y por cinco (5) parcelas (cada parcela subdividida en cuatro sectores) con los siguientes tipos de cobertura de sus suelos: residencial, zona pavimentada y zonas verdes.

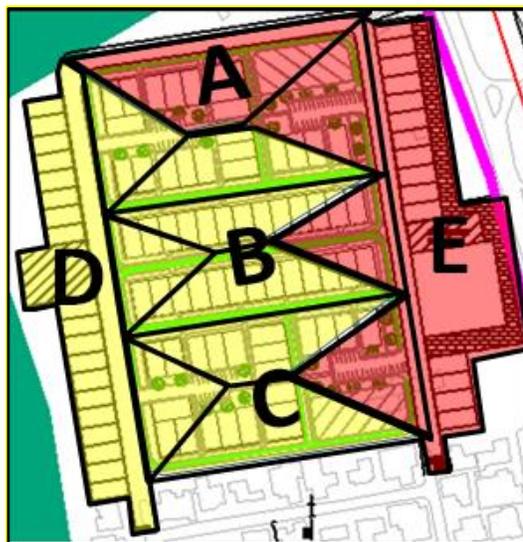


Figura 5.6 Identificación de parcelas que integran el urbanismo.

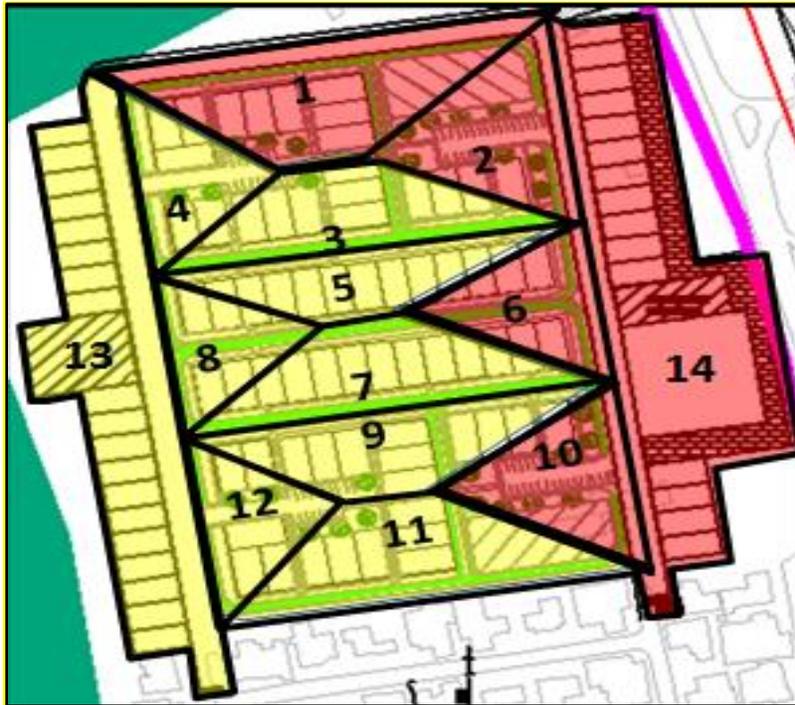


Figura 5.7 Identificación de sectores que drenan en cada sub-cuenca.

5.3 Caudal de drenaje aportado por la cuenca

La estimación del caudal de la cuenca se realizó mediante el Método Racional, para lo cual se deben determinar los tres parámetros fundamentales:

5.3.1 Área y Coeficiente de escorrentía ponderado (C_{ep}) de la cuenca

Para el cálculo o determinación del coeficiente de escorrentía se considerarán los criterios dados por Aparicio (2001) de acuerdo a la zonificación del uso de la tierra.

Para esta investigación se tomó un valor medio entre el mínimo y máximo que aparecen en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Coeficientes de escurrimiento (Aparicio, 2001).

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentia	
	Mínimo	Máximo
Zona comercial	0,70	0,95
Vecindarios, zonas de edificios, edificaciones densas	0,50	0,70
Zonas residenciales unifamiliares	0,30	0,50
Zonas residenciales multifamiliares espaciadas	0,40	0,60
Zonas residenciales multifamiliares densas	0,60	0,75
Zonas residenciales semiurbanas	0,25	0,40
Zonas industriales espaciadas	0,50	0,80
Zonas industriales densas	0,60	0,90
Parques	0,10	0,25
Zonas deportivas	0,20	0,35
Estaciones e infraestructuras viarias del ferrocarril	0,20	0,40
Zonas suburbanas	0,10	0,30
Calles asfaltadas	0,70	0,95
Calles hormigonadas	0,70	0,95
Calles adoquinadas	0,70	0,85
Aparcamientos	0,75	0,85
Techados	0,75	0,95
Praderas (suelos arenosos con pendientes inferiores al 2%)	0,05	0,10
Praderas (suelos arenosos con pendientes intermedias)	0,10	0,15
Praderas (suelos arenosos con pendientes superiores al 7%)	0,15	0,20
Praderas (suelos arcillosos con pendientes inferiores al 2%)	0,13	0,17
Praderas (suelos arcillosos con pendientes intermedias)	0,18	0,22
Praderas (suelos arcillosos con pendientes superiores al 7%)	0,25	0,35

$$C_p = ((\text{Area 1} * C_e 1) + (\text{Area 2} * C_e 2)) / \text{Area total} \quad (5.1)$$

En la tabla 5.2 se muestra la distribución de las áreas de acuerdo a su cobertura y superficie.

Tabla 5.2 Distribución de parcelas según su tipo de cobertura y superficie.

Cobertura	Área por parcela					Total (ha)
	(ha)					
	A	B	C	D	E	
Residencial	0.54	0.52	0.54	0.49	0.59	2.68
Vialidad	0.26	0.97	0.26	0.13	0.13	1.75
Área Verde	0.29	0.2	0.29	0	0.21	0.99
Totales	1.09	1.69	1.09	0.62	0.93	5.42

Tabla 5.3 Distribución de áreas por parcelas y sectores.

Parcela	Cobertura	Sectores de la parcela				Área Total (ha)
		(ha)				
		Norte	Este	Sur	Oeste	
A	Residencial	0.180	0.090	0.180	0.090	0.540
	Vialidad	0.040	0.090	0.040	0.090	0.260
	Área Verde	0.049	0.097	0.049	0.096	0.291
	Totales	0.269	0.277	0.269	0.276	1.091
B	Residencial	0.173	0.087	0.173	0.087	0.520
	Vialidad	0.323	0.162	0.323	0.162	0.970
	Área Verde	0.050	0.050	0.050	0.050	0.200
	Totales	0.546	0.299	0.546	0.299	1.690
C	Residencial	0.180	0.090	0.180	0.090	0.540
	Vialidad	0.040	0.090	0.040	0.090	0.260
	Área Verde	0.049	0.100	0.049	0.100	0.298
	Totales	0.269	0.280	0.269	0.280	1.098
D	Residencial				0.490	0.490
	Vialidad				0.130	0.130
	Área Verde				0.000	0.000
	Totales				0.620	0.620
E	Residencial		0.590			0.590
	Vialidad		0.130			0.130
	Área Verde		0.210			0.210
	Totales		0.930			0.930
					Totales	5.429

Tabla 5.4 Distribución de áreas por sub-cuenca roja

Subcuenca	Parcela	Cobertura	Sectores de la parcela				Área Total (ha)
			(ha)				
			Norte	Este	Sur	Oeste	
Roja	A	Residencial	0.180	0.090			0.270
		Vialidad	0.040	0.090			0.130
		Área Verde	0.049	0.097			0.146
		Totales	0.269	0.277	0.000	0.000	0.546
	B	Residencial		0.087			0.087
		Vialidad		0.162			0.162
		Área Verde		0.050			0.050
		Totales	0.000	0.299	0.000	0.000	0.299
	C	Residencial		0.090			0.090
		Vialidad		0.090			0.090
		Área Verde		0.100			0.100
		Totales	0.000	0.280	0.000	0.000	0.280
	E	Residencial		0.590			0.590
		Vialidad		0.130			0.130
		Área Verde		0.210			0.210
		Totales		0.930		0.000	0.930
						Totales	2.055

Tabla 5.5 Distribución de áreas por sub-cuenca amarilla.

Subcuenca	Parcela	Cobertura	Sectores de la parcela				Área Total (ha)
			(ha)				
			Norte	Este	Sur	Oeste	
Amarilla	A	Residencial			0.180	0.090	0.270
		Vialidad			0.040	0.090	0.130
		Área Verde			0.049	0.096	0.145
		Totales	0.000	0.000	0.269	0.276	0.545
	B	Residencial	0.173		0.173	0.087	0.433
		Vialidad	0.323		0.323	0.162	0.808
		Área Verde	0.050		0.050	0.050	0.150
		Totales	0.546	0.000	0.546	0.299	1.391
	C	Residencial	0.180		0.180	0.090	0.450
		Vialidad	0.040		0.040	0.090	0.170
		Área Verde	0.049		0.049	0.100	0.198
		Totales	0.269	0.000	0.269	0.280	0.818
	D	Residencial				0.490	0.490
		Vialidad				0.130	0.130
		Área Verde				0.000	0.000
		Totales				0.620	0.620
					Totales	3.374	

El coeficiente ponderado para las subcuencas se determinó de la siguiente manera:

$$C_p = \frac{((1,91 \text{ ha} \times 0,30) + (15,89 \text{ ha} \times 0,80) + (3,75 \text{ ha} \times 0,70) + (2,33 \text{ ha} \times 0,80) + (5,14 \text{ ha} \times 0,30))}{29,02 \text{ ha}}$$

$$= 0,67$$

A continuación, en las tablas 5.8 y 5.9 se mostrará el coeficiente ponderado de las subcuencas codificadas como roja y amarilla

Tabla 5.6 Coeficiente de escurrimiento ponderado de la sub-cuenca amarilla.

Subcuenca	Parcela	Cobertura	Área Total	Coef	Coef
			(ha)	Escurrimiento	Escurrimiento ponderado
Amarilla	A	Residencial	0.270	0.65	
		Vialidad	0.130	0.83	0.573
		Área Verde	0.145	0.20	
		Totales	0.545		
	B	Residencial	0.433	0.65	
		Vialidad	0.808	0.83	0.706
		Área Verde	0.150	0.20	
		Totales	1.391		
	C	Residencial	0.450	0.65	
		Vialidad	0.170	0.83	0.578
		Área Verde	0.198	0.20	
		Totales	0.818		
	D	Residencial	0.490	0.65	
		Vialidad	0.130	0.83	0.688
		Área Verde	0.000	0.20	
		Totales	0.620		
			3.374		

5.3.2 Determinación del período de retorno

Lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada, entendiéndose esto por período de diseño el cual; debe ser seleccionado cuidadosamente para que el sistema de recolección de agua sea eficiente en la capacidad de conducción del gasto de diseño.

En el caso del diseño de obras hidráulicas para canalización de aguas de lluvias en ciudades de tamaño de mediano a grande de 20 a 50 años. Estimándose un período de diseño de 25 años.

5.3.3 Tiempo de concentración e intensidad de lluvia

El tiempo de concentración es uno de los criterios más importantes que deben ser tomados en cuenta a la hora de realizar el dimensionamiento de cualquier obra hidráulica, para estimar este valor en un determinado punto de una cuenca o subcuenca.

El tiempo de concentración se determinará mediante la fórmula del California Culvert Practice:

$$T_c = 0.0195 (L^3/H)^{0.385}$$

La intensidad será determinada en función de la duración y el período de retorno (de 25 años) y el tiempo de concentración (tabla 5.10), esta intensidad será estimada con base a las curvas IDF de Puerto Ordaz mostradas en la figura 5.8 (CVG TECMIN, C.A., 2015).

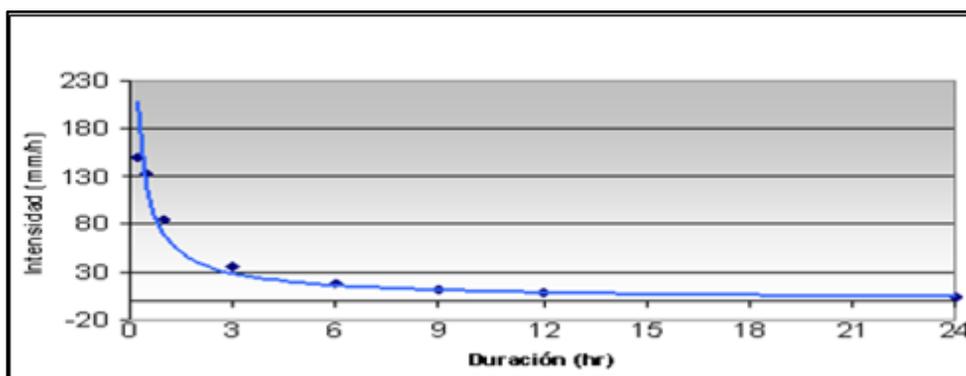


Figura 5.8 Curva IDF para Tr=25 años de Estación Temblador, período 1968-2000 (CVG TECMIN, C.A., 2015).

Tabla 5.7. Intensidad de lluvia de las Sub-cuencas.

Longitud	Cota Inic	Cota Fin	Dif Cota (H)	Tiempo	Período	Intensidad	
				Concentración	Retorno	Luvia	
L			H	Tc	Tr	I	
(m)	(m)	(m)	(m)	(min)	(años)	(mm/hr)	(lps/ha)
404.00	15.00	10.00	5.00	10.75	25	150	417
259.00	12.00	10.00	2.00	9.15	25	150	417

5.3.4 Caudal de drenaje de la cuenca

Se calculará el caudal de diseño aportado por las parcelas o subcuencas por el metodo racional, para este cálculo del caudal es necesario saber que será el producto de los coeficientes de escurrimiento, las intensidades de lluvia de la zona y las áreas respectivas.

El urbanismo José Gregorio Hernández está conformado por 5 parcelas codificadas: A, B, C, D y E. Para estimar caudal que aportaría cada parcela, estas se subdividieron en cuatro sectores: codificados en sentido horario como norte, este, sur y oeste, como se muestra en la figura siguiente:

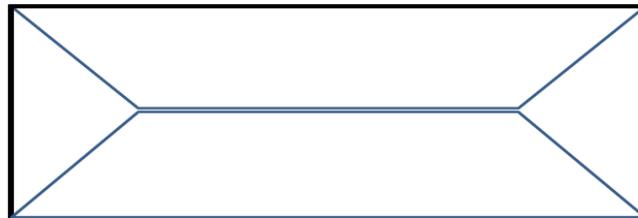


Figura 5.9. Orientación de los sectores tributarias.

Para obtener el cálculo del caudal de las subcuencas, se usó el método racional:

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

La fórmula anterior se aplicó para el cálculo de los caudales de las sub-cuencas presentes en el urbanismo.

Tabla 5.8 Caudales de las sub-cuencas

Subcuenca	Parcela	Area (ha)	Ce pond (ps/ha)	Intensidad Lluvia (lps/ha)	Caudal	
					(lps)	(m ³ /s)
Roja	A	0.5460	0.5725	417	130.354	0.130
	B	0.2990	0.6723	417	83.821	0.084
	C	0.2800	0.5471	417	63.884	0.064
	E	0.9300	0.5735	417	222.428	0.222
	Totales	2.0550			500.488	0.500
Amarilla	A	0.5450	0.5732	417	130.271	0.130
	B	1.3910	0.7060	417	409.532	0.410
	C	0.8180	0.5785	417	197.324	0.197
	D	0.6200	0.6877	417	177.809	0.178
	Totales	3.3740			914.936	0.915
Total aportado por el urbanismo					1415.423	1.415

El caudal total de la cuenca se estima en 1415.42 lps que ha sido aportado por el área total del urbanismo de 5.429 ha.

5.4 Relieve del talud a través del cual se trazará la torrentera

De acuerdo a las líneas de flujo dentro del urbanismo las cuales fueron interpretadas con base a las curvas de nivel del plano topográfico, y considerando el punto de recolección de todos los flujos (ubicado en la esquina noroeste del urbanismo), se procedió a definir la zona de descarga final de las aguas pluviales drenadas por el conjunto urbanístico José Gregorio Hernández obteniéndose un desplazamiento horizontal de 12.0 m y un desnivel de cinco (5.0) m para una pendiente longitudinal del talud de 0.416666 m/m.

5.5 Definir el trazado en planta y perfil longitudinal de la caída escalonada

La torrentera será trazada a partir de la esquina noroeste del urbanismo José Gregorio Hernández desde una cota de 26.0 msnm hasta una cota de 23.0 msnm, con una trayectoria o rumbo oeste franco,



Figura 5.10 Detalle de trazado en planta de la torrentera (línea roja).



Figura 5.11 Trazado en planta de la rápida escalonada.

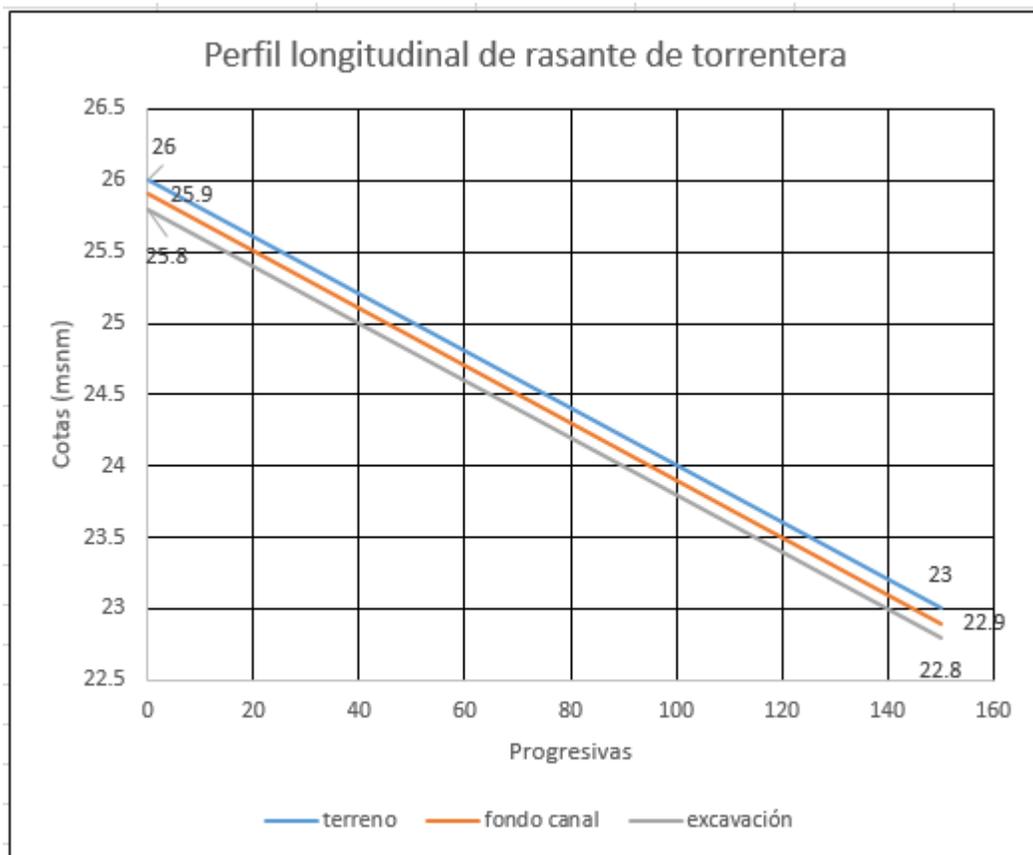


Figura 5.12 Perfil longitudinal de la torrentera.

5.6 Determinar los parámetros geométricos e hidráulicos de la torrentera

5.6.1 Ancho de la solera o base (b)

En primer lugar, es necesario determinar el ancho adecuado o base (b) de la sección transversal para la torrentera, para lo cual se aplicarán las ecuaciones planteadas por Aristizabal, et al, (2013) para la estimación del ancho de la solera (b) en una torrentera con deflectores de corriente:

$$b = 0.905 \cdot Q^{2/5}$$

$$b = 0.905 \cdot (1.415 \text{ m}^3/\text{s})^{2/5} = 1.04 \text{ m}$$

Aristizabal, et al, (2013), plantea también el cálculo del ancho de la solera de una rápida (como caso extremo de un canal en ladera de talud) mediante la fórmula siguiente:

$$b = 0.1 (Q / 4.79 \times 10^{-3})^{0.4} \quad (5.1)$$

$$b = 0.1 (1.415 \text{ m}^3/\text{s} / 4.79 \times 10^{-3})^{0.4} = 0.97 \text{ m}$$

Considerando ambos valores calculados para el ancho de la solera (b), asumiremos como un valor adecuado para la base o solera (b) de la rápida:

$$b = 1.0 \text{ m}$$

5.6.2 Profundidad normal y profundidad crítica

Con base al gráfico del Apéndice A.1 de Camacho (2004), partiendo del ancho de la solera (b) igual a 1.0 m.

Para ingresar por el eje de las abscisas en el gráfico, se procede al cálculo de la relación:

$$Q n / (S_o^{1/2} \cdot b^{8/3})$$

Sustituyendo los valores de Q, n, So y b, se tiene:

$$(1.415 \times 0.016) / (0.02^{1/2} \times 1.0^{8/3}) = 0.16$$

Se ubica en la escala del eje de abscisas el valor 0.16, y luego, se sube verticalmente hasta intersectar la curva correspondiente a la inclinación del talud vertical ($z=0$) y desde ese punto se desplaza hacia la derecha del gráfico y se obtiene un valor para $y_n/b = 0.41$.

Despejando el valor de $b=1.0$ en la relación $y_n/b = 0.41$, se obtiene un valor de $y_n=0.41$ m aplicable como profundidad normal (y_n) para el canal de rápida (sin disipación de energía). De la ecuación para el cálculo de la profundidad crítica (y_c):

$$y_c = (q^2 / g)^{1/3} \quad (5.2)$$

$$y_c = ((Q/b)^2 / g)^{1/3} \quad (5.3)$$

Sustituyendo:

$$y_c = ((1.415 \text{ m}^3/\text{s} / 1.0 \text{ m})^2 / 9.8 \text{ m/s}^2)^{1/3} = 0.5889 \text{ m}$$

En vista de ello, como $y_c > y_n$ se dice que el flujo será supercrítico para la rápida sin disipación de energía.

5.6.3 Parámetros hidráulicos y geométricos de la sección transversal

Utilizando el programa HCANALES, el cual aplica las ecuaciones: de Darcy, de Manning y de Bernoulli se determinan los parámetros geométricos e hidráulicos de la rápida (sin disipación), tal y como se muestran en la tabla 5.12.

Lugar:	<input type="text" value="Temblador"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Rápida escalonada urb JGH"/>
Tramo:	<input type="text" value="Rápida sin disipación"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="concreto (0.016)"/>

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="1.415"/> m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.016"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.02"/> m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.4263"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="1.8526"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.4263"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.2301"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.0000"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="3.3191"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.6230"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.9878"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>		

Figura 5.13 Cálculo de los parámetros hidráulicos y geométricos de la rápida (sin disipación de energía).

Tabla 5.9 Resumen de los parámetros geométricos e hidráulicos de la rápida (sin disipación de energía).

Parámetros	Tramo superior
Caudal, Q (m ³ /s)	1.415
Coefficiente rugosidad, n	0.016
Pendiente longitudinal, So (m/m)	0.02
Ancho de solera, b (m)	1.00
Profundidad normal, y _n (m)	0.4263
Área, A (m ²)	0.4263
Ancho superficie, T (m)	1.00
Perímetro mojado, P _m (m)	1.8526
Radio hidráulico, R _h (m)	0.2301
Velocidad flujo, V (m/s)	3.3191
Energía específica, E _s (m.kg/kg)	0.9878
Número de Froude, Fr	1.6230
Tipo de flujo	Supercrítico

5.6.4 Huella y contrahuella de la torrentera

Tal y como antes se observó, los valores desarrollados en la rápida son inadmisibles para un canal abierto de drenaje, razón por la cual se recurrirá al manual de drenaje del Ministerio de Obras Públicas (M.O.P).

Considerando el número de Froude calculado por HCANALES ($Fr = 1.62$), obtendremos en la Tabla 5.13 utilizar la sección para números de $Fr = 2$, considerando:

$$h/y = 1$$

$$Lc/y = 3.4$$

Tabla 5.10 Valores establecidos para el cálculo de torrenteras (Camacho, 2004).

VALORES APROXIMADOS											
N° FROUDE = 2				N° FROUDE = 3				N° FROUDE = 4			
h/y	Lc/y	LR/y	y2/y	h/y	Lc/y	LR/y	y2/y	h/y	Lc/y	LR/y	y2/y
1.0	2.8	9.4	1.9	1.0	3.4	18.4	3.4	1.0	3.4	28.6	5.2
1.5	3.2	9.0	1.7	1.5	4.0	17.2	3.0	1.5	4.5	27.0	4.7
2.0	3.5	8.5	1.4	2.0	4.4	15.8	2.6	2.0	5.2	25.2	4.2

NOTA: En las torrenteras, como longitud de la huella se recomienda utilizar 1.1 Lc.

Dado que $y = y_n$, entonces: $y_n = 0.4263$ m, implica que la altura vertical del escalón (h) de la rápida escalonada será:

$$h/y = 1$$

$$h/0.4263 = 1$$

$$h = 0.4263 \text{ m} \approx 0.43 \text{ m}$$

Para el desnivel de 3.0 m del talud donde se construirá la torrentera, se deberán construir un total ($3.00\text{m}/0.43\text{m}$) de siete (7) escalones.

Luego, de la misma tabla 5.13, se obtiene, de forma similar, para cada una de las relaciones:

$$\text{De } Lc/y = 3.4 \quad \Rightarrow Lc = 3.4 \times 0.4263 = 1.4494 \text{ m}$$

Ahora bien, la distancia horizontal del escalón (L_T) se determina mediante la ecuación:

$$L_T = 1.1 Lc \quad (5.5)$$

Sustituyendo:

$$L_T = 1.1 \times 1.4494 \text{ m} = 1.5944 \text{ m} \sim$$

$$L_T \approx 1.6 \text{ m}$$

Una vez establecidas las dimensiones de los escalones de la rápida, se espera que los flujos se mantengan dentro de régimen permisible para canales revestidos de concreto.

CAPÍTULO VI

LA PROPUESTA

6.1 Objetivo de la propuesta

Propuesta de una torrentera como obra de drenaje para la disposición final de las aguas pluviales drenadas la urbanización “José Gregorio Hernández”, en la población de Temblador, estado Monagas, Venezuela.

6.2 Alcance de la propuesta

Proyectar, calcular y diseñar una torrentera para la conducción final de todas las aguas superficiales pluviales recolectadas en el punto de drenaje de la urbanización “José Gregorio Hernández”, en la población de Temblador, estado Monagas, Venezuela. Para ello

6.3 Justificación de la propuesta

La implementación de la obra civil de drenaje para la disposición final de las aguas pluviales drenadas por el mencionado urbanismo garantizará el correcto drenaje de la escorrentía e incrementará la calidad de vida de los habitantes de las adyacencias de este urbanismo, evitando afectaciones a las viviendas y vialidades por estancamiento o mala disposición de las aguas drenadas por la urbanización codificada como. “José Gregorio Hernández”.

6.4 Metodología de trabajo

Principalmente fue necesaria la delimitación el área y perímetro de la cuenca, recopilación del material técnico correspondiente a los estudios hidrológicos y topográficos, posteriormente la delimitación de la cuenca, cálculo del área y estimación del caudal mediante el Método racional.

Se evaluó la ubicación idónea para la disposición de las aguas pluviales considerando parámetros tales como pendiente del talud, distancia inclinada, altura total y la estabilidad del talud.

Habiendo obtenido el caudal total drenado por el urbanismo, se procedió al diseño preliminar de la sección transversal de la torrentera mediante la ecuación de Manning, utilizando el programa HCANALES. Habiendo definido la sección se obtuvieron los parámetros geométricos e hidráulicos.

Para finalizar, se estableció un trazado en planta y en perfil de la torrentera que cumpliera con las necesidades del sistema permitiendo un funcionamiento acorde y eficiente, permitiendo correlacionar las condiciones del terreno y de la obra de drenaje.

6.5 Propuesta de la torrentera o rápida escalonada

La propuesta se basa en una torrentera de concreto ($n = 0.016$) de sección rectangular trazada a través del talud adyacente al urbanismo “José Gregorio Hernández”, para conducir la totalidad de las aguas pluviales drenadas. La rápida escalonada tendrá la capacidad de drenar eficientemente toda el área del urbanismo y un caudal de $1.415 \text{ m}^3/\text{s}$ y manteniendo velocidades superiores a la mínima 0.75 m/s .

Las dimensiones de la rápida escalonada serán las siguientes:

Base =	1.00 m
Profundidad =	0.20 m
Borde libre =	0.07 m
Altura total =	$0.20 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 0.27 \text{ m}$
Altura vertical del escalón =	0.43 m
Longitud horizontal del escalón =	1.6 m
Desnivel total =	3.00 m

A continuación, se presenta en las siguientes figuras la sección transversal típica de la torrentera o rápida escalonada, y el perfil longitudinal de la misma:

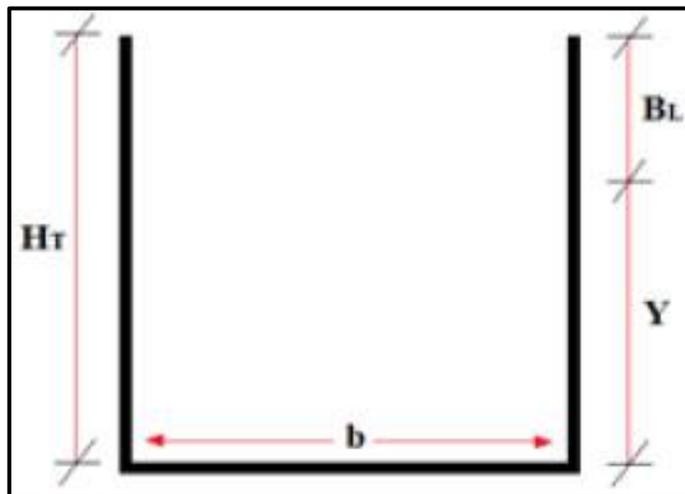


Figura 6.1 Esquema de la sección transversal de la torrentera o rápida escalonada.

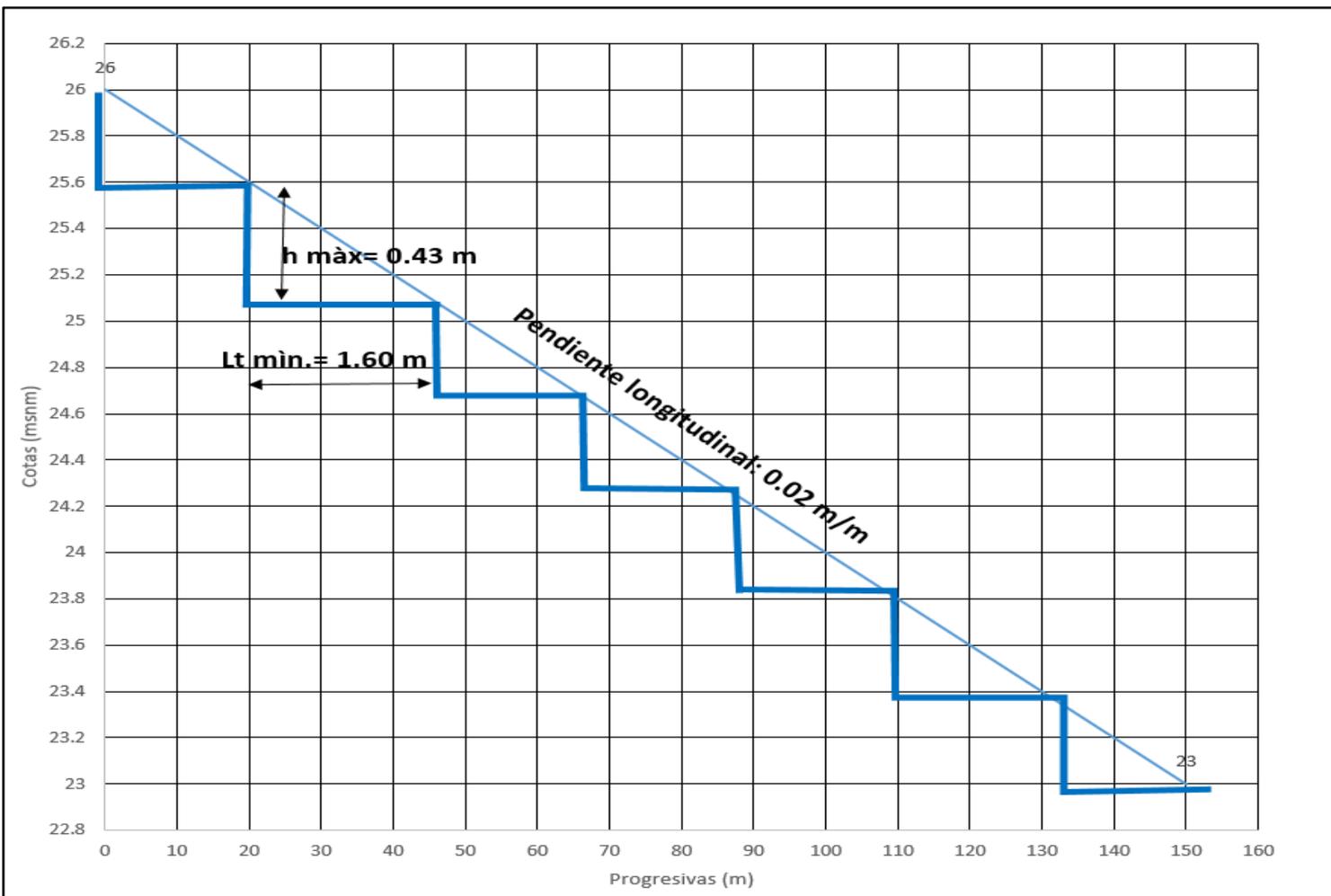


Figura 6.2 Perfil longitudinal de la torrentera

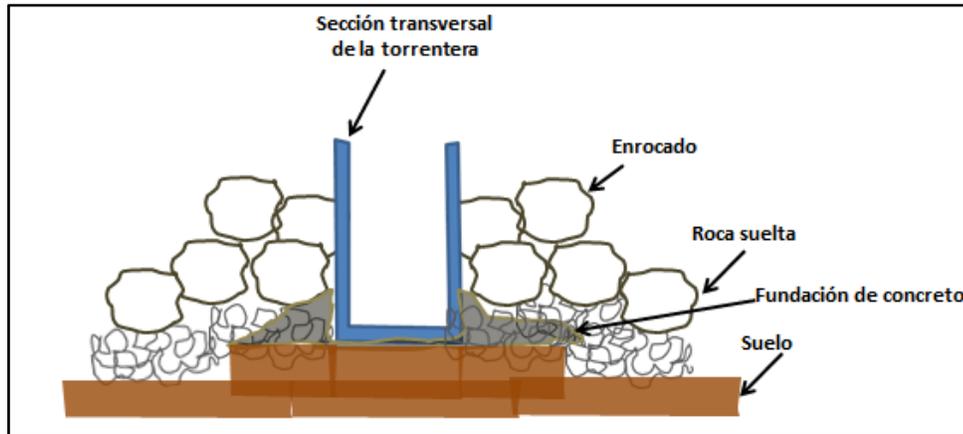


Figura 6.3 Sección transversal de una torrentera con protección de enrocado

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Posterior al estudio y análisis de los cálculos correspondientes para el logro de los objetivos, se puede concluir que:

1. El área del proyecto se enmarca en la zona de vida Bosque seco Tropical, según la clasificación climática de Holdridge. En el área de estudio se recibe una pluviosidad promedio alrededor de los 1088 mm anuales, con una temperatura media anual que oscila alrededor de los 27°C y evaporación promedio que supera los 2.200 mm por año. De acuerdo con esto, el área se clasifica como clima cálido tropical de sabana isotérmico, caracterizado por presentar un período de lluvia y otro de sequía, bien definidos, con una oscilación térmica promedio inferior a los 5 °C.
2. Los parámetros morfométricos de la cuenca corresponden a un área enmarcada dentro de la población de Temblador con una superficie de 5.145 ha. Dentro de los límites del área se obtuvo en los cálculos una pendiente media de categoría suave cuyo rango esta de 0 a 2% en toda su extensión y que fue dividida en dos (2) sub-cuencas.
3. Se determinaron cinco (5) sub-cuencas dentro del urbanismo con coberturas del suelo de pavimento, infraestructuras y zonas verdes lo que permitió estimar un coeficiente de escorrentía ponderado para cada parcela que osciló entre 0.547 y 0.706. La intensidad de las lluvias estimada para el urbanismo es de 417 lps/ha, para un caudal total aportado por el urbanismo de 1.415 m³/s.
4. El trazado en planta de la rápida escalonada obedeció a un alineamiento de rumbo oeste franco debido a la ubicación relativa entre el urbanismo y el área idónea para

vertidos adyacente a la población. La torrentera tendrá un desnivel de tres (3.00) m y recogerá las aguas de las dos (2) sub-cuencas hasta un punto de entrega final ubicado en la esquina noroeste del urbanismo.

5. La rápida escalonada tendrá un diseño de sección rectangular con cobertura de concreto con una contrahuella o distancia vertical máxima de 0.43 m y una huella o distancia horizontal mínima de 1.60 m Asimismo, estará dotada de protecciones laterales de enrocado para defensa contra la erosión que pudiera producir las aguas de escorrentía no canalizadas que drenen por el talud.

Recomendaciones

1. Se sugiere efectuar un estudio sobre la necesidad de construcción de una fosa disipadora de energía al pie de la torrentera en consideración a las socavaciones que se pueden producir al pie de la rápida escalonada.
2. Proponer un monitoreo y mantenimiento preventivo sistemático de la estructura de la rápida escalonada que permita asegurar su integridad física y la capacidad hidráulica de la obra.

REFERENCIAS

Arias, Fidias. (2012). **EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. Sexta Edición. Editorial Episteme. ISBN: 980-07-8529-9. Depósito Legal: If 52620020012541 Caracas, Venezuela.

Aristizábal, V.; Botero, B.; Marulanda, A.; Parra, J. y Vélez, J. (2013). **DISEÑO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO DE OBRAS DE INGENIERÍA PARA PROYECTOS VIALES**. Editorial Blanecolor. Manizales, Colombia. Pp. 43 y 193

Arocha, Simón, (2012). **CLOACAS Y DRENAJES. FUNDAMENTOS TEÓRICO - PRÁCTICOS**. (1ra Ed.) Carabobo, Venezuela.

Arocha, Simón. (1983). **CLOACAS Y DRENAJES**. Ediciones Vega s.r.l. Caracas, Venezuela.

Aymard R., Pimentel, I., Eitz, P., Chaouch, A., Navarro, J., Mijares, J., Pereira, J., (1990), **GEOLOGICAL INTEGRATION AND EVALUATION OF NORTHERN MONAGAS, EASTERN VENEZUELA BASIN**. EN J. BROOKS, ED, CLASSIC PETROLEUM PROVINCES: GEOLOGICAL SOCIETY OF LONDON SPEAD PUBLICATION N° 50, 37-53 p.

Balestrini, M. (2006). **COMO SE ELABORA UN PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. BL Consultores y Asociados, Caracas, Venezuela, 6ta Edición, P 220.

Bolinaga, Juan. (1979). **DRENAJE URBANO**. Instituto nacional de obras. Caracas, Venezuela. (pp.399)

Camacho, J. (1996). **DRENAJE URBANO**. México: Limusa.

Carciente, J. (1985). **CARRETERAS. ESTUDIO Y PROYECTO**. Caracas, Venezuela: Ediciones Vega.

Chow, Ven Te. (1994). **MANUAL DE HIDROLOGÍA APLICADA**. Editorial Nomos S.A. Colombia. (pp.584)

Chow, Ven Te. (2000). **HIDROLOGÍA APLICADA**. Cuarta Edición. Editorial Nomos S.A. Colombia. (pp.577)

Chow, Ven Te. (2004). **HIDRÁULICA DE LOS CANALES ABIERTOS**. Quinta Edición. Editorial Nomos S.A. Colombia. (pp.655).

Chow, Ven Te. (2008). **HIDRÁULICA DE LOS CANALES ABIERTOS**. Editorial Nomos S.A. Colombia. (pp.655)

Córdova, J. y González, M.(2007) “**RÍOS DE LAS MESAS HIDROGRAFIA, CUENCAS Y RECURSOS HÍDRICOS**”. Fundación Empresas Polar. Recuperado de:
https://bibliofep.fundacionempresaspolarg.org/media/1015/gv_t2_c14_p330_401_lres_single_preview.pdf

Diccionario de la Real Academia Española (DRAE). (2012) **DICCIONARIO DE LA LENGUA ESPAÑOLA**. 17 de abril de 2015. [<http://www.rae.es/recursos/diccionarios/drae>]

González de Juana, Iturralde C., y Xavier P., (1980). **GEOLOGÍA DE VENEZUELA Y DE SUS CUENCAS PETROLÍFERAS**. Editorial Foninves. Caracas.

Instituto Nacional de Estadística (INE), 2013. Recuperado de:
<http://www.ine.gov.ve/documentos/see/sintesisestadistica2013/estados/monagas/documentos/situacionfisica.htm>

Lárez, A. y Prada, E. (2014). “**DIVERSIDAD FLORÍSTICA EN HUMEDALES DE LAS PLANICIES DELTÁICAS DEL ESTADO MONAGAS, VENEZUELA**” Acta Biológica. Venezuelica., Vol. 34(1):61-74 ARTÍCULO. Enero-Junio, 2014. Compilación del Simposio Humedales: Diversidad, Procesos y Sociedad - Mérida, Venezuela 2013.

Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú (2011). **MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRAULICA Y DRENAJE**. 2 de Diciembre de 2015 [http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf].

PDVSA-Intevep, (1997). **CÓDIGO GEOLÓGICO DE VENEZUELA**. 14 de Octubre de 2010, [<http://www.pdvsa.com/lexico/utilid/glosario/glosario.htm>]

Parella, S. y Martins, F. (2010). **METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN CUANTITATIVA**. FEDUPEL; Caracas: Venezuela.

Sabino, C. (1994). **COMO HACER UNA TESIS Y ELABORAR TODO TIPOS DE ESCRITOS**. Tercera Edición. Editorial Panapo. Caracas, Venezuela.

Silva Carreño, Fernando. (2007). **GEOVENEZUELA**. Empresas Polar. recuperado en: colección https://bibliofep.fundacionempresaspolar.org/media/1051/gv_t6_c51_p660_737_lres_single_preview.pdf

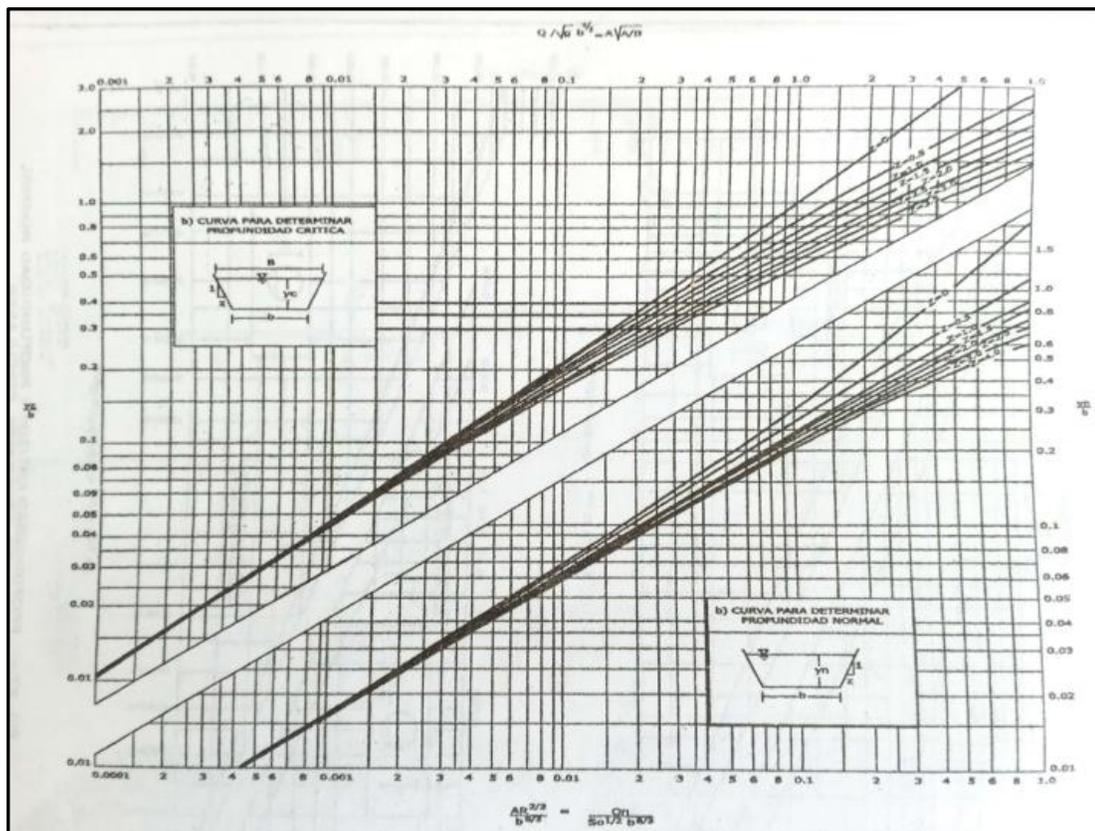
Tamayo, M. (1997). **EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**. Segunda Edición. Editorial Limusa. Mexico. (pp.175)

Tamayo, M. (1999). **EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**. Segunda Edición. Editorial Limusa. Mexico. (pp.231)

USGS. (2006). **“MAPA GEOLÓGICO DE VENEZUELA A ESCALA 1:750,000”**
DOI: <https://doi.org/10.3133/ofr20061109>

APÉNDICES

APÉNDICE A
GRÁFICOS PARA CÁLCULO DE TORRENTERA



A.1 Profundidad normal. Secciones rectangulares (Camacho, 2004)

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

Título	" EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL FLUJO DE AGUAS DE ESCORRENTÍA PLUVIAL QUE SE PRODUCIRÍA A TRAVÉS DE LOS CANALES DE RÁPIDAS ESCALONADAS EN EL CONJUNTO URBANÍSTICO "JOSÉ GREGORIO HERNÁNDEZ" EN LA POBLACIÓN DE TEMBLADOR, ESTADO MONAGAS, VENEZUELA."
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
GARCIA TOLEDO LUIS BERNARDO	CVLAC	28.708.135
	e-mail	Luis.b.t.98@gmail.com
	e-mail	
MOHAMED AGUINAGALDE EDUIN GERMAN	CVLAC	26.249.545
	e-mail	
	e-mail	eduin.mohamed90@gmail.com
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

drenaje
torrentera
Temblador
Geomorfología fluvial
canal de drenaje
parámetros hidráulicos

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
INGENIERÍA GEOLÓGICA	HIDRÁULICA DE CANALES

Resumen (abstract):

Los canales de rápidas escalonadas son una técnica de ingeniería hidráulica que se utilizan para mitigar los efectos de las inundaciones. Estos canales consisten en una serie de escalones que reducen la velocidad del flujo del agua, lo que permite que los sedimentos se depositen y formen una barrera natural contra las inundaciones. Este estudio está basado en las necesidades de drenaje de las aguas de lluvia del conjunto urbanístico “José Gregorio Hernández” en la población de Temblador, estado Monagas. El objetivo principal de la investigación es proponer la ingeniería básica del sistema de descarga final basado en torrenteras de las aguas de escorrentía pluvial provenientes desde el conjunto residencial. Para ello se aplicará una estrategia o diseño de campo y documental enmarcada dentro de esta investigación de tipo proyecto factible. Entre los objetivos específicos planteados se encuentra en primer lugar, la caracterización de la pluviosidad de la zona de estudio, definición de los parámetros morfométricos de la zona de captación en el área de estudio, determinación del caudal aportado por la cuenca de drenaje del área de estudio, definición del trazado en planta y perfil longitudinal del canal de drenaje torrentera en la zona de estudio y la determinación de los parámetros geométricos e hidráulicos del canal de drenaje y de los flujos. Una vez realizadas estas actividades, se estimó el caudal de drenaje para el diseño de la torrentera y se disen una torrentera.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail	
ECHVERRÍA DÍAZ, DAFNIS JOSÉ	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input checked="" type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	CVLAC	4.506.408
	e-mail	dafnisecheverria2807@gmail.com
	e-mail	
PADILLA FLORES, KARLA ANDREINA	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	CVLAC	21.264.829
	e-mail	Krlpadilla9@gmail.com
	e-mail	
ECHVERRÍA COA, BEATRIZ CAROLINA	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	CVLAC	21.013.748
	e-mail	beitacaro92@gmail.com
	e-mail	
	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
2023	10	

Lenguaje Spa _____

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo
Tesis-.Doc
EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL FLUJO DE AGUAS DE ESCORRENTÍA PLUVIAL QUE SE PRODUCIRÍA A TRAVÉS DE LOS CANALES DE RÁPIDAS ESCALONADAS EN EL CONJUNTO URBANÍSTICO JOSÉ GREGORIO HERNÁNDEZ EN LA POBLACIÓN DE TEMBLADOR, ESTADO MONAGAS, VENEZUELA.docx

Caracteres permitidos en los nombres de los archivos: **A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 _ - .**

Alcance:

Espacial : Temblador, Estado Monagas, Venezuela

Título o Grado asociado con el trabajo: Ingeniero Geólogo

Nivel Asociado con el Trabajo: Pre-Grado

Área de Estudio: Estado Monagas, Venezuela

Otra(s) Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado: Universidad de Oriente

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN° 0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

RECIBIDO POR *Martínez*
FECHA 5/8/09 HORA 5:30

Cordialmente,
Juan A. Bolaños Curyelo
JUAN A. BOLANOS CURYELO
Secretario

C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Telemática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009) : "Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario, para su autorización."

Luis Bernardo Garcia Toledo.
C.I.: V- 28.708.135

Eduin Germán Mohamed Aguinagalde.
C.I.: V- 26.249.545

TUTOR
Dafnis J. Echeverría D.
C.I.: V-4.506.408