

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



**PROPUESTA DE INGENIERÍA BÁSICA DE ESTRUCTURAS DE
DESCARGA FINAL DE AGUAS DE ESCORRENTÍA PLUVIAL
MEDIANTE TORRENTERAS EN LA URBANIZACIÓN LBF-3 EN
LA POBLACIÓN DE LOS BARRANCOS DE FAJARDO, ESTADO
MONAGAS, VENEZUELA.**

**TRABAJO FINAL DE GRADO
PRESENTADO POR LOS
BACHILLERES BARBAS B.,
MARÍA J. Y LEZAMA M.,
JERAR J. PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL.**

CIUDAD BOLÍVAR, ENERO DE 2019



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

HOJA DE APROBACIÓN

Este Trabajo de Grado, titulado: **PROPUESTA DE INGENIERÍA BÁSICA DE ESTRUCTURAS DE DESCARGA FINAL DE AGUAS DE ESCORRENTÍA PLUVIAL MEDIANTE TORRENTERAS EN LA URBANIZACIÓN LBF-3 EN LA POBLACIÓN DE LOS BARRANCOS DE FAJARDO, ESTADO MONAGAS, VENEZUELA.** presentado por los bachilleres **BARBAS B., MARÍA J.** de cédula de identidad N° **25.963.447**, y **LEZAMA M., JERAR J.** de cédula de identidad N° **25.849.959** como requisito parcial para optar por el título: **INGENIERO CIVIL**, ha sido aprobado de acuerdo al reglamento de la Universidad de Oriente.

Apellido y Nombre del Prof.:

Prof. Dafnis Echeverría
(Asesor)

Prof (a). Josefina Jiménez
(Jurado)

Prof (a). Beatriz Echeverría
(Jurado)

Prof. Pedro Gamboa

Jefe del Departamento de Ingeniería Civil

Firma

[Firma]

[Firma]

[Firma]

[Firma]

Prof. Francisco Monteverde

Director de Escuela Ciencias de la Tierra

En Ciudad Bolívar a los 30 días del mes de Enero de 2019

DEDICATORIA

Primeramente a Dios por ser el guía de todos los pasos que he dado, por haberme permitido llegar a esta meta que con muchos trasnocho y dedicación hoy se cumple. Por darme la fortaleza necesaria para salir adelante a pesar de las adversidades que se presentaron durante esta trayectoria. A mi madre Milagros Betancourt por darme la vida, a esa señora que con sacrificios y mucha dedicación le dedico esta gloria. A mi padre Ángel Díaz por sus consejos, dedicación y su apoyo incondicional. A mis hermanos Mariangel y Enmanuel por estar presente en cada paso que doy que aunque con nuestras indiferencias que podamos tener siempre serán uno de los pilares más importante en mi vida.

A toda mi Familia y amigos por haberme apoyado y estar conmigo en cada momento y darme ese aliento necesario para yo alcanzar esta meta, gracias por estar pendiente de mí.

Mis laureles para ustedes.

María J. Barbas B.

DEDICATORIA

A Dios Jehová de los Ejércitos, por haberme dado la vida, inteligencia y amor desde el principio, a Él sea la gloria y honra por los siglos.

A mis padres por haberme dado apoyo y amor incondicional en todo momento para poder alcanzar esta carrera universitaria.

A mis abuelos, tíos, primos y hermanos por ser piezas fundamentales para seguir adelante y obtener este logro.

A mis compañeros y amigos por estar junto a mí en esta etapa tan importante de mi vida, brindándome de su apoyo, amistad y ayuda.

Jerar J. Lezama M.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, a Dios quien nos dio la vida, sabiduría y todo lo necesario para lograr esta meta.

De igual manera a nuestros padres, los cuales brindaron de su amor, paciencia, consejos y apoyo, para ser de nosotros personas de bien.

Gracias a nuestros hermanos, por ser motivo de ánimo y constancia para obtener este logro.

A nuestros amigos y compañeros: María Reyes, Yenneily Hurtado, Ehyms Robles, Luis Blanco, Zurianny Miranda, Carlos Pantoja y todos lo que estuvieron con nosotros apoyándonos en cada materia, en cada travesura, en cada paso que dimos para lograr esta meta.

Sin dejar de mencionar a la casa más alta de estudio de todo el Oriente de Venezuela, por dejarnos ser parte de ella, así graduarnos como ingenieros con sus más reconocidos méritos, y a todos los profesores que nunca dejaron de ser parte de nuestras vidas. Serán siempre los mejores. Y en especial a nuestro tutor académico Dafnis Echeverría, quien formo parte de nuestra formación profesional.

¡A todos gracias!

RESUMEN

Este estudio se está basado en las necesidades de drenaje de las aguas de lluvia de la urbanización codificada como LBF-3 ubicado en la población de Los Barrancos de Fajardo, al sur del estado Monagas, en la ribera norte del río Orinoco. 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 LBF-3 hasta el río Orinoco. 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, la estimación de los caudales de diseño, la descripción de las condiciones topográficas y geotécnicas de los taludes, determinación de las condiciones del flujo a través de los taludes y finalmente, el diseño y alineamiento en planta y perfil longitudinal de la torrentera, así como también su sección transversal. Una vez realizadas estas actividades, se estimó el caudal de drenaje para el diseño de la torrentera el cual alcanzó un valor $1.415 \text{ m}^3/\text{s}$. El levantamiento topográfico de los taludes indicó un recorrido o distancia inclinada de 13 m. Los taludes están compuestos por arena no suelta de color beige o marrón claro. El modelamiento del comportamiento de los flujos a través de los taludes mostró que se desarrollarían flujos de naturaleza supercríticos con un número de Froude 1.43 y velocidad de 7.07 m/s. Se diseñó una torrentera con una base de 1.0 m, altura de solera de 0.27 m, una altura de huella 0.20 m y una longitud de contra-huella de 0.62 m para toda la torrentera.

CONTENIDO

HOJA DE APROBACIÓN	¡Error! Marcador no definido.
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN	vi
CONTENIDO	vii
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABLAS	xiii
LISTA DE APÉNDICES	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I. SITUACIÓN A INVESTIGAR	3
1.1 Planteamiento del Problema	3
1.2 Objetivos de la investigación	7
1.2.1 Objetivo General	7
1.2.2 Objetivos específicos	8
1.3 Justificación de la investigación	8
1.4 Alcance de la investigación	9
CAPÍTULO II. GENERALIDADES	10
2.1 Ubicación y acceso al área de estudio	10
2.2 Características generales del medio físico y biótico del área	11
2.2.1 Geología	11
2.2.2 Geomorfología y suelos	12
2.2.3 Vegetación	15
2.2.4 Aspectos hidrográficos	16
CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO	21

3.1 Antecedentes de la investigación	21
3.2 Fundamentos teóricos	22
3.2.1 Hidrología urbana	23
3.2.2 Sistemas de drenaje	23
3.2.3 Acciones del sistema de drenaje urbano.....	23
3.2.4 Objetivos de un sistema de drenaje.....	24
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.....	38
3.2.13 Elementos geométricos de una sección de canal.....	39
3.2.14 Ecuaciones fundamentales que rigen el flujo de un canal	42
3.2.15 Energía específica en un canal.....	44
3.2.16 Determinación de caudal de captación de un canal y caudal de diseño de una cuenca.....	47
3.2.17 Coeficiente 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 Simulación de los niveles del agua en canales abiertos	61
3.2.21 Torrenteras.....	63
3.3 Definición de términos básicos.....	72
3.3.1 Abrupto	72
3.3.2 Áreas inundables	72

3.3.3 Canales de drenajes	72
3.3.4 Cartografía	72
3.3.5 Cavitación	72
3.3.6 Climatología	73
3.3.7 Coeficiente de escorrentía (C).....	73
3.3.8 Coeficiente de Manning (n)	73
3.3.9 Colectores.....	73
3.3.10 Cota.....	73
3.3.11 Cuenca	74
3.3.12 Cuenca hidrográfica.....	74
3.3.13 Datum.....	74
3.3.14 Desnivel.....	74
3.3.15 Embaulamiento.....	75
3.3.16 Escorrentía	75
3.3.17 Fluctuar	75
3.3.18 Hidrología:.....	75
3.3.19 Inundación	75
3.3.20 Meteorología.....	76
3.3.21 Pendiente	76
3.3.22 Perfil longitudinal.....	76
3.3.23 Perfil transversal	76
3.3.24 Pluviómetro	76
3.3.25 Zanjas	77
CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA DE TRABAJO	78
4.1 Tipo de investigación.....	78
4.2 Diseño de investigación.....	80
4.2.1 Investigación de campo.....	80
4.2.2 Investigación documental.....	80

4.3 Población y muestra de la investigación	81
4.3.1 Población de la investigación	81
4.3.2 Muestra de la investigación.....	81
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	82
4.4.1 Técnicas de recolección de datos	82
4.4.2 Instrumentos de recolección de datos	83
4.5 Flujograma de la metodología de trabajo.....	84
4.5.1 Procedimiento para el logro de los objetivos	84
CAPÍTULO V. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	88
5.1 Caracterización de la pluviosidad del área de estudio.....	88
5.1.1 Precipitación.....	89
5.2 Parámetros dimensionales de la zona de captación	90
5.2.1 Área (A).....	90
5.2.2 Longitud de la cuenca (L).....	91
5.2.3 Perímetro (P)	91
5.2.4 Ancho de la cuenca (w).....	91
5.2.5 Factor forma (F)	91
5.2.6 Pendiente media de la cuenca (S).....	92
5.3 Caudal de drenaje aportado por la cuenca	95
5.3.2 Determinación del período de retorno	100
5.3.4 Caudal de drenaje de la cuenca.....	102
5.4 Relieve del talud a través del cual se trazará la torrentera	104
5.5 Definir el trazado en planta y perfil longitudinal de la torrentera.....	104
5.6 Determinar los parámetros geométricos e hidráulicos de la torrentera.....	106
5.6.1 Ancho de la solera o base (b).....	106
5.6.2 Profundidad normal y profundidad crítica.....	106
5.6.3 Parámetros hidráulicos y geométricos de la sección transversal.....	107
5.6.4 Huella y contrahuella de la torrentera	108
CAPÍTULO VI. LA PROPUESTA	110
6.1 Objetivo de la propuesta	110
6.2 Alcance de la propuesta	110

6.3 Justificación de la propuesta.....	110
6.4 Metodología de trabajo.....	111
6.5 Propuesta de la torrentera.....	111
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	115
Conclusiones	115
Recomendaciones	116
REFERENCIAS	117
APÉNDICES	122

LISTA DE FIGURAS

	Página
2.1 Ubicación nacional de Los Barrancos de Fajardo	10
2.2 Ubicación regional de Los Barrancos de Fajardo.(CVG Tecmin, C.A., 2.016)...	11
2.3 Relieve típico.....	12
2.4 Relieve típico.....	12
2.5 Suelos del área de estudio (CVG Tecmin, 2016).....	14
2.6 Suelos del área de estudio (CVG Tecmin, 2016).....	14
2.7 Vegetación dominante del área de estudio.....	16
2.8 Río Orinoco.....	19
2.9 Laguna Bombeadero.....	19
3.1. Abaco para estimación del tiempo de concentración en cuencas rurales (Arocha, 2012).....	52
3.2 Torrentera en gradería (Aristizabal et al,2013).....	67
3.3 Torrentera en gradería con bloques en el fondo (Aristizábal et al, 2013)	68
3.4 Régimen de flujo saltante sobre un canal en gradería (Mejía, 1999).....	68
4.1 Se presenta el Flujograma de la investigación.....	84
5.1 Distribución anual de la precipitación (mm). Estación Macagua. (CVG Tecmin, C.A., 2.016).....	90
5.2. Distribución anual de la precipitación (mm). Estación Puerto Ordaz R-A. (CVG Tecmin, C.A., 2.016).....	90
5.3. Distribución de las calles del urbanismo.....	93
5.4 Subcuencas del urbanismo LBF-3.....	94
5.5 Identificación de parcelas que integran el urbanismo.....	94
5.6 Identificación de sectores que drenan en cada subcuenca.....	95
5.7 Curva IDF para Tr=25 años de Estación Puerto Ordaz, período 1968-2000 (CVG TECMIN, C.A., 2015).....	102
5.8 Orientación de los sectores tributarias.....	103
5.9 Trazado en planta de la torrentera.....	104
5.10 Trazado en planta de la torrentera.....	105
5.11 Perfil longitudinal de la torrentera.....	105
6.1 Esquema de la sección transversal de la torrentera.....	112
6.2 Perfil longitudinal de la torrentera.....	113
6.3 Sección transversal de una torrentera con protección de enrocado.....	114

LISTA DE TABLAS

	Página
3.1. Velocidades de escurrimiento en laderas. Cobertura Vegetal (V= m/min). (Arocha, R., 2012).....	51
3.2 Coeficiente de escurrimiento (Bolinaga, 1979).....	54
3.3. Coeficientes de escurrimiento de acuerdo a la zonificación del uso de tierra. (Bolinaga, 1979).....	55
3.4 Factores de incremento de “C” (Bolinaga, 1979).....	55
3.5 Coeficientes de escorrentía para su uso en taludes (Japan Road Association, 1984).....	70
3.6. Parámetros hidráulicos del canal rápida.....	71
5.1 Características de las estaciones utilizadas. (INAMEH, 2.016).....	88
.2 Precipitación media mensual y anual (mm). Período 1950-2011. (INAMEH, 2.016).....	89
5.3. Coeficiente de escurrimiento (Aparicio, 2001).....	96
5.4 Distribución de parcelas según su tipo de cobertura y superficie.....	96
5.5 Distribución de áreas por parcelas y sectores.....	97
5.6 Distribución de áreas por subcuenca roja.....	98
5.7 Distribución de áreas por subcuenca amarilla.....	98
5.8 Coeficiente de escurrimiento ponderado de la subcuenca roja.....	99
5.9 Coeficiente de escurrimiento ponderado de la subcuenca amarilla.....	100
5.10. Intensidad de lluvia de las Subcuencas.....	102
5.11 Caudales de las subcuencas.....	103
5.12 Parámetros geométricos e hidráulicos de la torrentera.....	107
5.13 Valores establecidos para el cálculo de torrenteras (Camacho, 1996).....	108

LISTA DE APÉNDICES

	Página
APÉNDICE A. GRÁFICOS PARA EL CÁLCULO DE TORRENTERAS	122
A.1 Profundidad normal. Secciones rectangulares (Camacho, 1996).....	123

INTRODUCCIÓN

La vida útil de los sistemas de drenaje urbano está muy relacionados 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 la urbanización codificada LBF-3 ubicada en la población de Los Barrancos de Fajardo, municipio Sotillo 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

A nivel mundial los sistemas urbanos de drenaje son aquellos que recolectan las aguas procedentes de escorrentía que circulan por las calles de las ciudades a través de estructuras de captación; tales como sumideros, alcantarillas y canales generalmente revestidos (torreteras), este tipo de estructura tienden a conducir los caudales de escorrentía de manera segura en zonas urbanas, dirigidos al logro de unos objetivos hacia los cuales se dirigen las acciones a llevar a cabo. Estos objetivos son 2: uno básico y otro complementario. El básico es disminuir al máximo los daños que las aguas de lluvia pueden ocasionar a la ciudadanía y las edificaciones en el entorno urbano adecuando las velocidades para minimizar los procesos erosivos. Por otro lado lo complementario es garantizar el normal desenvolvimiento de la vida diaria en las ciudades, permitiendo así un apropiado tráfico de personas y vehículos durante la ocurrencia de las lluvias.

. Los diseños de drenaje han venido creciendo indiscriminadamente sin una planificación efectiva, pues en la mayoría de los casos, las construcciones de las viviendas no cumplen con las reglamentaciones y leyes que están relacionadas con la recolección, conducción y disposición de las aguas de lluvia, generando inconvenientes en su descarga hacia los cauces naturales y artificiales, para su libre escurrimiento.

El agua de escorrentía estimula la creación de sistemas de desagües o drenaje. Dichos sistemas son mecanismos de convergencias, donde los ríos más pequeños

desembocan en ríos cada vez más grandes. De tal manera que los cuerpos de aguas pueden clasificarse ordenadamente desde las nacientes.

Las aguas de escorrentías son de vital importancia para el hombre ya que de la infiltración de estas dependen las recargas de aguas subterráneas y de acuíferos en gran medida puesto que sin estos recursos las actividades humanas futuras se verán seriamente restringidas. Así, por ejemplo, muchas de las antiguas civilizaciones se desarrollaron entorno a grandes ejes de drenajes, pues el agua corriente se utiliza para el riego de los cultivos; es útil en las actividades manufactureras, así como para el consumo de las comunidades urbanas.

La práctica habitual de drenaje urbano ha sido conducir el agua rápidamente hacia su disposición final (cuerpo de agua).

Las ciudades son las que generan más consumo del territorio, residuos y contaminación ambiental, las cuales son el problema pero en ellas está la solución, y es necesario innovar desde el conocimiento para dar respuestas a las demandas actuales y futuras. Según EUROSTAT (oficina estadística de la Unión Europea) más del 75% de la población vive en ciudades. Una ciudad con menos contaminación (contaminación ambiental), con una movilidad más eficiente, con más calidad en sus espacios públicos, con menor consumo energético y más integrada en su entorno territorial es, a la vez, una ciudad más acogedora.

Cabe destacar que la mayoría de las aguas tienen su composición química alterada en comparación a épocas anteriores, de tal manera que ya no reúnen las condiciones generales para algunos o para el conjunto de usos que está destinada en su estado natural, esto se debe a que los desechos industriales y domésticos están siendo llevados a ríos, lagos, mares, además también llegan a ellos los plaguicidas, fertilizantes, herbicidas provenientes de las actividades agropecuarias. El crecimiento de la

industrialización, de la urbanización y de la población humana ha venido aumentando los problemas de contaminación, afectando así el suministro de agua potable.

Aunque el término de drenaje no fue utilizado sino hasta el siglo XIX, existían ya trabajos importantes sobre evacuación de aguas en el Medio Oriente y Asia, muchos siglos antes. Un ejemplo de ello es el control del agua en los ríos Éufrates (Mesopotamia) y Nilo(Egipto), ríos Amarillo y Azul en China.

En Grecia, Diógenes Laerce (III a.C.), menciona en uno de sus libros sobre las epidemias que azotaron la población de Celinonte causadas por el exceso de humedad del río que circundaba la ciudad y sobre cómo fueron recuperadas las grandes llanuras a través del empleo del drenaje: “Empédocles, hizo drenar la ciudad mediante zanjas eliminando los excesos de humedad, canalizándolas fuera de los límites y evitando así las enfermedades causadas por los mosquitos transmisores”.

Un ejemplo ampliamente conocido es el de Barranquilla, Colombia. La frecuente ocurrencia de lluvias conectivas locales intensivas convierte a las calles centrales de la ciudad en una especie de ríos urbanos, con elevadas alturas de agua y potentes velocidades de flujo. Estas inundaciones ocurren por una densa concentración urbana que ha desentendido la conservación del drenaje natural y la protección ambiental de los arroyos que atraviesan la ciudad, además de desaciertos en las regulaciones de uso del suelo urbano.

En este sentido, Venezuela no se escapa de presentar estas condiciones, en donde el sistema de recolección de aguas de lluvia proveniente de los techos y patios interiores de las edificaciones, aunadas a las que reciben las calles directamente, constituyen un problema en la comunidad, provocando el colapso de los mismos, los cuales en diversos casos no existen o simplemente no tienen la capacidad requerida para la disposición de las aguas producto de las precipitaciones.

En el estado Vargas para el año de 1999 se produjo un deslave afectando a toda la población y en gran medida a aquellos que habitaban a los márgenes de los ríos, coadyuvando a todo esto que en su mayoría los sistemas de drenaje de agua de lluvia existente estaban colapsados. Los escasos sistemas existentes han colapsado en su mayoría repercutiendo gravemente en el medio ambiente, siendo la principal causa de erosión del suelo y desencadenando la contaminación de cuerpos de agua y desajuste del ciclo hidrológico, lo que produce cambios climatológicos de gran magnitud ocasionando lluvias acidas.

En consecuencia, los habitantes de estas poblaciones se ven afectados por dificultades que deben afrontar cuando comienza el ciclo de aguas de lluvia cada año, y aunque estas sean de corta duración, las vías de circulación permanecen anegadas de agua ya que no existen pendientes adecuadas en las cunetas que permitan el desagüe del agua que se acumule en las calles, lo que constituye una evidencia fehaciente del diseño y ejecución inadecuados de los sistemas de drenaje o en extremos casos no halla presencia de los mismos.

En el estado Monagas específicamente en el municipio Sotillo, la población de Los Barrancos de Fajardo LBF-III, en cuya área a construir dicho Urbanismo se observa una zona de drenajes donde predomina el río Orinoco como cauce principal, el cual en períodos de lluvia se ve rodeados con caños de pequeños cauces y de mediano caudal, en donde las aguas pluviales cumplen un papel fundamental en la erosión de la estructura hidráulica y temperatura de la zona, caracterizado por un relieve montañoso, precipitaciones anuales de 920 mm, clima tropical, temperatura de 27 °C. Además de los arrastres de desechos sólidos y líquidos, que estos a su vez generaran formaciones de posos contaminados, que gracias al efecto invernadero se dará lugar a las llamadas lluvias acidas.

Es por eso que la velocidad destructiva de las aguas pluviales aunada al flujo de lodo, rocas y desechos sólidos, serian causantes de problemas para la comunidad, desmejorando su calidad de vida.

Estos daños pueden agruparse en dos formas de impacto, el deterioro de la infraestructura pública y privada, junto a los daños hacia las condiciones ambientales.

De acuerdo a estos problemas de erosión y contaminación a futuro en la zona, nos emotiva establecer una propuesta de descarga final del sistema de agua de escorrentía pluvial en el conjunto urbanístico LBF-III en la población, Los Barrancos de Fajardos Estado Monagas-Venezuela. El desarrollo de dicha propuesta se implementará teniendo en cuenta lo siguiente:

¿Cuáles son las características pluviométricas del área del estudio?

¿Cuáles serían los caudales de diseño drenado por el área urbanizada?

¿Cuáles deberán ser las dimensiones de los elementos geométricos e hidráulicos de los canales de descargas?

¿Cuál es el trazado en planta, longitudinal y sección transversal del canal de descarga final o torrentera?

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo General

Proponer la ingeniería básica de un sistema de descarga final de las aguas de escorrentía pluvial basado en torrenteras en el conjunto urbanístico LBF-III, en la población Los Barrancos de Fajardo, estado Monagas, Venezuela.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Caracterizar pluviométricamente el área de estudio.
2. Definir los parámetros dimensionales e hidráulicos de la zona de captación en el área de estudio.
3. Determinar el caudal de la cuenca y subcuencas del área de estudio.
4. Definir el trazado en planta y perfil longitudinal de los canales de drenaje previstos en la zona de estudio.
5. Elaborar a través de la ingeniería básica los parámetros geométricos e hidráulicos de los canales de drenaje.

1.3 Justificación de la investigación

La presente investigación brindará aportes a la ingeniería hidráulica y a la ingeniería sanitaria, debido a que se considera de mucha importancia una descarga final del sistema de agua de escorrentía pluvial en dicho conjunto urbanístico, ya que de lo contrario esta se vería afectada por inundaciones, es por eso que con esta propuesta las aguas pluviales serán drenadas de manera eficiente en el cuerpo de agua adyacente al área de estudio, como lo es el río Orinoco.

Este proyecto buscará beneficiar a una futura comunidad, generando una descarga final para así despreocuparse de enfermedades provocadas por mosquitos, desechos sólidos u otros, que a causa de las intensas lluvias generadas por efectos de las corrientes térmicas de la tierra moviéndose de manera constante, estos caerán en forma de torrenciales en el lugar de estudio donde dicho espacio territorial como lo es el conjunto residencial LBF-III, se verá perjudicado. Por tal motivo se generará dicha propuesta con urgencia que disponga un sistema de drenaje que haga más habitable a dicha futura población.

1.4 Alcance de la investigación

Con esta investigación se propondrá una descarga final del sistema de drenaje de las aguas de la escorrentía pluvial solamente para el área urbanística LBF-III en la población de Los Barrancos de Fajardo, estado Monagas, Venezuela. En ese sentido, el presente estudio pretende alcanzar o incluir entre sus metas:

Efectuar un estudio climatológico en el área de estudio para categorizarla. Se realizará un estudio topográfico y se determinarán los elementos geométricos e hidráulicos de la zona urbanística LBF-3 de Los Barrancos de Fajardo, con el objetivo de obtener los perfiles de las calles para diseñar y construir los respectivos canales de descargas, y así minimizar los procesos de erosión, arrastres y contaminación del agua de lluvia ácida producida por concentraciones de desechos sólidos y líquidos en el lugar, que gracias al efecto invernadero esta es producida.

CAPÍTULO II

GENERALIDADES

2.1 Ubicación y acceso al área de estudio

El área inicial para la realización del estudio hidráulico complementario, abarca una superficie de 5.145 ha, localizada en el Bloque Carabobo, en una zona perteneciente al municipio Sotillo del estado Monagas y en la cual se consideran las unidades hidrográficas cuyos cauces drenen hacia y desde el área de la poligonal.

El acceso al área es por la carretera Troncal 10 en sentido Maturín-Chaguaramas. Al llegar al distribuidor Los Pozos, se continua por aproximadamente 5 Km hacia el sur. También se puede lograr el acceso desde Ciudad Guayana, cruzando el río Orinoco en chalana desde San Félix hasta la propia población de Los Barrancos de Fajardo.



Figura 2.1. Ubicación nacional de Los Barrancos de Fajardo.

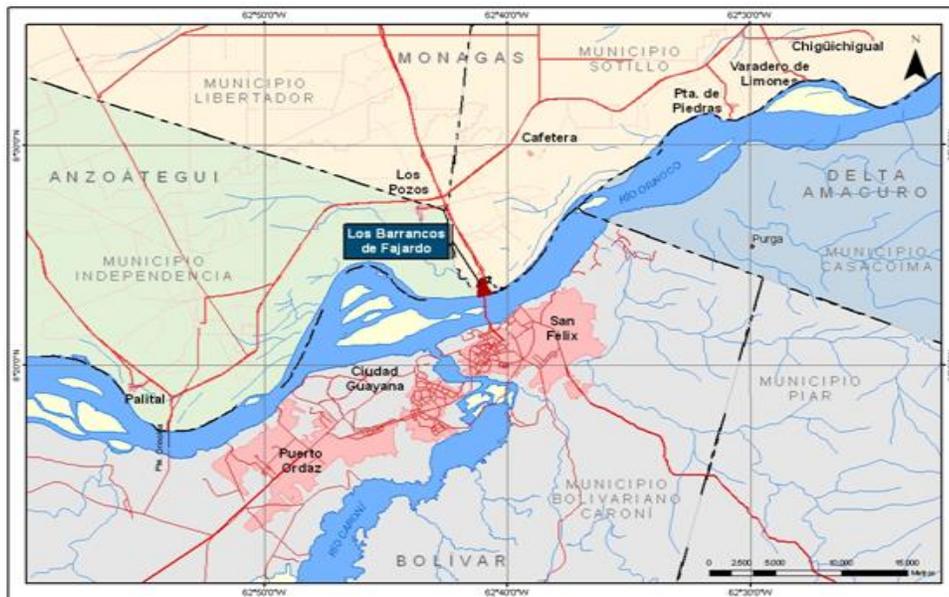


Figura 2.2 Ubicación regional de Los Barrancos de Fajardo.(CVG Tecmin, C.A., 2.016).

2.2 Características generales del medio físico y biótico del área

2.2.1 Geología

Geológicamente el área de estudio está constituido por sedimentos formado por depósitos aluviales de edad Plio-pleistoceno, correspondientes a la Formación Mesa. Además, presentan un perfil topográfico rectilíneo a ligeramente inclinado, con algunos desniveles significativos y un micro-relieve relativamente liso.

La mayoría de la Altiplanicie de Mesa posee un carácter depositacional, la cual se manifiestan con la presencia de características que dependen de los proceso sobre el que se depositó un manto superficial de sedimentos aluviales.

2.2.2 Geomorfología y suelos

El área de estudio, está limitado por el valle del río Orinoco, bordeado en su límite Sur (margen izquierda) mayormente por un tipo de paisaje bien diferenciado como es la Altiplanicie de Mesa, cuyo tipo de relieve es una mesa y la forma del terreno es ligeramente inclinado, la pendiente de esta unidad geomorfológica está entre 2% y 4%



Figura 2.3 Relieve típico



Figura 2.4 Relieve típico

El valle del río Orinoco, en particular su llanura de inundación, representa una gran zona de avulsión, en donde la dinámica fluvial genera la ocurrencia de procesos

de abandono rápido de canales de ríos o cursos de agua y la formación de nuevos cursos de agua. Este proceso ocurre durante las grandes, prolongadas y frecuentes inundaciones del río Orinoco, por lo general, con la energía suficiente para provocar cambios rápidos y temporales en la morfografía de la llanura aluvial. En muchas ocasiones, los explayamientos de ruptura que se suceden en las posiciones altas o bancos de la llanura aluvial (diques o albardones de orilla), pueden ocasionar el abandono de canales en los cursos de agua que drenan la llanura de inundación.

El área de estudio presenta un potencial morfodinámico que varía entre baja, a moderado, esta clase de potencial corresponde a la superficie plano- ligeramente inclinado, debido a que los factores de precipitación, cobertura vegetal y pendiente no favorecen los procesos erosivos severos. Puede decirse que la cantidad de lluvia es relativamente baja, la vegetación es sabana arbustiva y potreros, con pendiente entre 2% a 4%.

Por lo que se concluye que la erosión es de tipo escurrimiento difuso, de intensidad ligera y de modalidad generalizada. Sin embargo, el área conformada por el valle del Río Orinoco, se considera una superficie morfodinámicamente activa de significativa inestabilidad por estar afectada anualmente por frecuentes e intensos eventos de inundación, que aportan nuevos sedimentos a la superficie de estas geoformas y construyen gradualmente por socavación geo-formas menores como canales o meandros y lagunas, de configuración variable en el tiempo.

Estas áreas plana y suavemente inclinada, han sido intervenidas para la construcción de pequeñas viviendas, fundos y uso pecuario, sobre una formación vegetal de sabana arbustiva.

Los suelos formados en el área, se han desarrollado a partir de sedimentos detríticos que fueron depositados durante el periodo Plio – Pleistoceno. Estos

sedimentos han sido sometidos a través del tiempo a una dinámica determinada por un bioclima actual Ombrófilo Macrotérmico, así como, un factor hídrico que han sido determinantes en la formación de los suelos.

Estos suelos exhiben un avanzado desarrollo pedogenético (Fotos 3 y 4), debido a los intensos procesos de intemperización, a través de prolongados periodos, actuando sobre superficie geomorfológica de relativo grado de estabilidad y condiciones climáticas (bajas precipitaciones y alta temperaturas), que han favorecido la ocurrencia de horizontes de iluviación de arcilla (argílico o kándico).



Figura 2.5 Suelos del área de estudio (CVG Tecmin, 2016).



Figura 2.6 Suelos del área de estudio (CVG Tecmin, 2016).

Estos suelos presentan un avanzado desarrollo evolutivo, son muy profundos (más de 150 cm. de espesor), con colores marrón grisáceo oscuro, marrón amarillento y marrón, en superficie; y en profundidad, rojo amarillento, amarillo rojizo y rojo.

Con respecto a la textura, esta es arenosa y franco arenosa en los primeros estratos; tornándose franco arcillo arenosa, franco arcillosa arenosa en profundidad. Son suelos bien drenados, químicamente exhiben pH fuerte a extremadamente ácido, baja saturación con bases y baja capacidad de intercambio de cationes, condiciones que les confiere una baja a muy baja fertilidad natural. Por último, los suelos de origen aluvial, los cuales poseen un incipiente desarrollo pedogenético, son pocos profundos (< 25 cm), inundable y un nivel freático menos a los 30 cm, de textura franco arcillosa a arcillosa, con colores grises o verdoso.

En general, son suelos imperfectamente drenados, químicamente exhiben pH fuerte a extremadamente ácido, muy baja saturación con bases y muy baja capacidad de intercambio de cationes, condiciones que les confiere una muy baja fertilidad natural.

2.2.3 Vegetación

Las comunidades establecidas en este paisaje son el resultado de factores ecológicos y antrópicas. Así en planicie inundable, producto de reiteradas inundaciones anuales y en una franja, se conformaron albardones de orilla e interiormente, cubetas de desborde y decantación de forma redonda y alargada, depresiones marginales y un síntoma complejo de laguna.

Predominantemente domina las comunidades de porte herbáceo y fisionmaía de diferentes fisonomía y composición florística, dependiendo de la disponibilidad de humedad, con individuos arbustivos aislados.

Entre las especies se encuentran. *Cnidoscolus urens* (Guaritoto), *Acanthocereus tetragonus*, *Melochia parvifolia* (Bretónica), *Croton conduplicatus* (Carcanapire), *Merremia aegyptia*, *Ipomoea* sp., *Helicteres guazumaefolia* (Tornillo), *Waltheria indica*, *Hyptis suaveolens* (Mastranto), *Calotropis gigantea* (Algodón de seda), *Wedelia calycina*, *Vismia* sp., *Zanthoxylum* sp., *Securidaca pendula*, *Senna* sp., *Guettarda divaricata*, *Aristida setifolia*, *Rhynchelytrum repens* (Paja rosada), *Panicum* sp, entre otras.



Figura 2.7 Vegetación dominante del área de estudio.

2.2.4 Aspectos hidrográficos

En esta etapa se chequearon las características físico-naturales relevantes, tales como: tipo de lecho, régimen de drenaje, vegetación circundante, ancho promedio del cauce y lámina de agua, color aparente, obras de hidráulicas existentes, divisorias reales, toponimia, entre otras.

A continuación se hace una descripción de las características hidrográficas generales del área de influencia del proyecto.

2.2.4.1 Características generales del río Orinoco

El río Orinoco drena una cuenca de $1,1 \times 10^6$ Km² compartida entre Venezuela y Colombia y tiene una longitud de 2.063 km. Su nacimiento se localiza en el estado Amazonas en la Sierra Parima Cerro Delgado Chalbaud (1.047 msnm) y a partir de la confluencia del Guaviare forma frontera con Colombia hasta la confluencia con el Meta, a partir de la cual separa a los estados Apure, Guárico, Anzoátegui y Monagas a la izquierda, del estado Bolívar a la derecha. Cuando empieza el delta, se abre formando el estado Delta Amacuro, ubicado entre Monagas a la izquierda del Caño Mánamo y por el lado derecho, el estado Bolívar y la Guayana Esequiba (Guyana).

La gran cuenca del Orinoco es la más grande del país, y dentro del territorio nacional ocupa aproximadamente el 70% de esta superficie.. El Río Orinoco es drenado en sus dos márgenes; en su margen derecha, depositan todos los ríos correspondientes a la zona de Guayana; es decir, los que cursan por las altiplanicies del macizo, y los correspondientes a las penillanuras, entre los que se encuentran Caroní, Caura, Aro, Pao, Cuchivero y Ventuari esta margen se identifica geográficamente al sur del Río Orinoco. Su otra margen (la izquierda), ubicada al norte del río, recauda las aguas de una gran variedad de ríos, en su mayoría, provenientes de los llanos venezolanos, con algunas excepciones correspondientes a ríos colombianos, en su nacimiento, como lo son por ejemplo, el Meta y el Arauca.

En Venezuela, los ríos que alimentan al río Orinoco por la margen norte se encuentran ubicados a lo largo de los llanos occidentales, centrales, y orientales, entre ellos destacan el Apure con tributarios del Guanare, Portuguesa y Guárico entre otros;

el Cinaruco, el Cunaviche, el Capanaparo son ríos de poco caudal en épocas de sequía, pero en las temporadas lluviosas (julio-septiembre) son de gran aporte para el Orinoco.

El río Orinoco tiene una capacidad enorme de variación, que se explica no sólo por los cambios estacionales sino también por efectos derivados de la interacción entre la topografía de fondo, las riberas y la corriente del río, que favorecen o limitan las condiciones de mezcla, así como la re-suspensión o hundimiento de las masas de agua y los sedimentos.

Se caracteriza por poseer una planicie de inundación muy amplia a ambas márgenes, donde el área de la planicie de inundación es mayor en la margen izquierda lo cual se atribuye a la mayor cantidad de sedimentos transportados por los ríos tributarios de la margen izquierda, en comparación con los ríos que drenan del Macizo Guayanés en la margen derecha (Hamilton y Lewis, 1990). En ellas se encuentran lagunas, las cuales están íntimamente ligadas con la dinámica fluvial del río.

Desde el punto de vista hidrológico el canal del río y su plano de inundación se consideran como una unidad, ya que el agua y los sedimentos son comunes para ambas áreas. En los meses de Agosto y Septiembre suele haber una lámina de agua casi continua.

Los valores de caudales del río Orinoco tienen relevancia, ya que su dinámica estacional influye sobre el ritmo de diversas actividades económicas, tales como, la agricultura y la pesca, así como los elementos funcionales o relaciones entre las poblaciones que están afectadas por su régimen hídrico.

En la figura 2.7, se muestra el río Orinoco a la altura de la población de Los Barrancos de Fajardo.



Figura 2.8 Río Orinoco

2.2.4.2. Laguna Bombeadero

A orillas del amplio cauce del río Orinoco se localiza la planicie de inundación conformada por sedimentos recientes. En ellas se localizan lagunas permanentes, que se remueven por las crecidas periódicas del Orinoco.

Entre estas lagunas tenemos: Las Curiaras y Bombeadero. Hacia esta última drena un 22% del área de estudio, que corresponde a 290.752 ha, ya que la carretera Los Barrancos-Los Pozos atraviesa longitudinalmente toda el área y actúa como divisoria de agua. En la figura 2.9 se muestra una panorámica de la laguna Bombeadero.



Figura 2.9 Laguna Bombeadero.

2.4.4.3. Planicie de inundación del río Los Pozos

La planicie de inundación del río Los Pozos se enmarca a su vez dentro de la gran planicie de inundación del río Orinoco. Hacia este sector escurre más de la mitad del área de la poligonal (57 %); esto es 754.933 ha, que corresponde a la parte centro oriental de la zona, desde la carretera Los Barrancos-Los Pozos, que funge como divisoria de agua.

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3.1 Antecedentes de la investigación

Hernández, C. y Polanco, A. (2006), elaboraron su trabajo de grado titulado “SANEAMIENTO HIDRÁULICO DEL SECTOR EL DESESPERO Y LÁGRIMAS VERDES DE LA POBLACIÓN DE CARRASQUERO, MUNICIPIO MARA, ESTADO ZULIA” cuyo objetivo general fue planteado como sanear hidráulicamente el sector Lagrimas Verdes y el Desespero de la población de Carrasquero, municipio Mara del estado Zulia. En dicho trabajo de grado se aborda el diseño de canales de aguas pluviales, incluyendo entre ellos el diseño de torrenteras. En vista de ello, la metodología del diseño de tales obras civiles de drenaje de aguas de lluvia, puede ser aplicada a la investigación proyectiva que se trata en este documento.

Ruben, 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 subcuencas 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 sea 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 término 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 El flujo es 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 $\cos \theta$. 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:

$$\begin{aligned} u &= \bar{u} + u' \\ v &= \bar{v} + v' \\ w &= \bar{w} + w' \end{aligned} \quad (3.4)$$

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:

$$\bar{u}T = \frac{1}{T} \int_0^T u dt \quad (3.5)$$

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:

$$\bar{u} = \frac{1}{A} \iint_A u \, dA \quad (3.6)$$

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

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

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.

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

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 esta aguas arriba es $p \delta A$, y la fuerza de presión sobre la cara aguas abajo es $[p + (\delta p / \delta s) \delta d] \delta A$. 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 varia 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:

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

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 $\cos \theta \approx 1$, y $y \approx d \cos \theta$. 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 formula, todos los otros factores involucrados en el ciclo hidrológico incluyendo la amortiguación por transito decrecientes; es decir, C es una relación de precipitación – escurrimiento.

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

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

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:

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

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 esorrentía.

Las limitaciones anteriores llevan a la conclusión de que la formula 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 formula se reduce básicamente a encontrar los valores adecuados de t_c y C .

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.

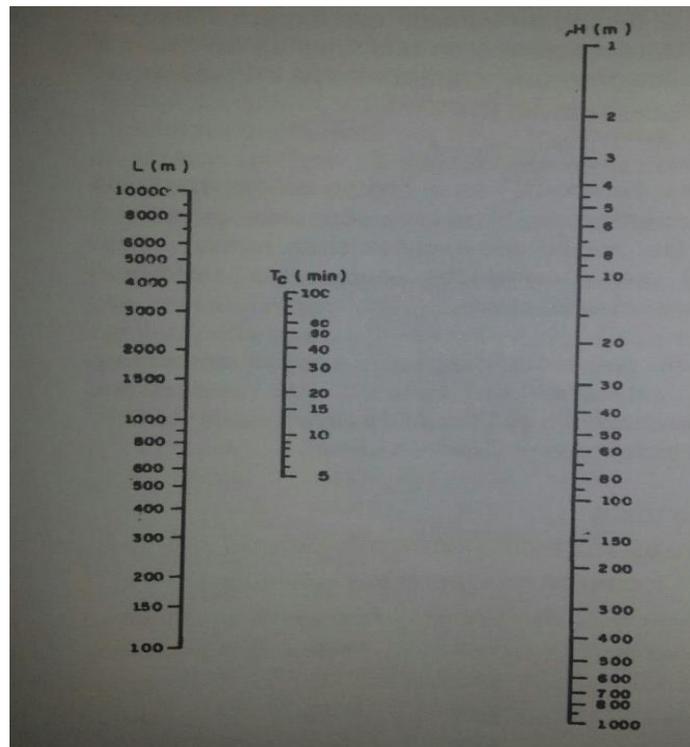


Figura 3.1. Abaco para estimación del tiempo de concentración en cuencas rurales (Arocha, 2012).

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 Simulación de los niveles del agua en canales abiertos

3.2.20.1 Programa HEC RAS.

Es modelo de dominio público desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers), surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a éste, entre las que destaca la interface gráfica de usuario que facilita las labores de pre-proceso y post-proceso, así como la posibilidad de intercambio de datos con el sistema de información geográfica ArcGIS mediante HEC-GeoRAS. El modelo numérico incluido en este programa permite realizar análisis del flujo permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre.

- ❖ Características técnicas.

- a. Cálculo hidráulico de estructuras (puentes, aliviaderos, alcantarillas, etc.).
- b. Visualización gráfica de datos y resultados.
- c. Edición gráfica de secciones.
- d. Ejecutable en entorno Microsoft Windows.

Para el funcionamiento de HEC-RAS debemos aportar dos tipos de datos: geométricos y de caudales.

Los datos geométricos fundamentales son diversas secciones transversales a lo largo del cauce o cauces considerados. Dichas secciones se introducen mediante la cota de varios puntos; de este modo, mediante la cota de dos secciones contiguas, separadas por una distancia conocida, el modelo calcula la pendiente de ese tramo. El caudal puede ser un solo valor constante o bien un caudal variable en el tiempo.

❖ Aplicaciones

Modelación hidráulica en régimen permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales.

❖ Fases de trabajo

- a. Creación de un nuevo proyecto.
- b. Datos geométricos.
- c. Datos de caudales y condiciones de contorno.

- d. Cálculo.
- e. Observación de los resultados.

3.2.21 Torrenteras

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:

3.2.21.1 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).

3.2.21.2 Diseño de estructuras en gradería

Se recomiendan los siguientes criterios básicos:

- 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.

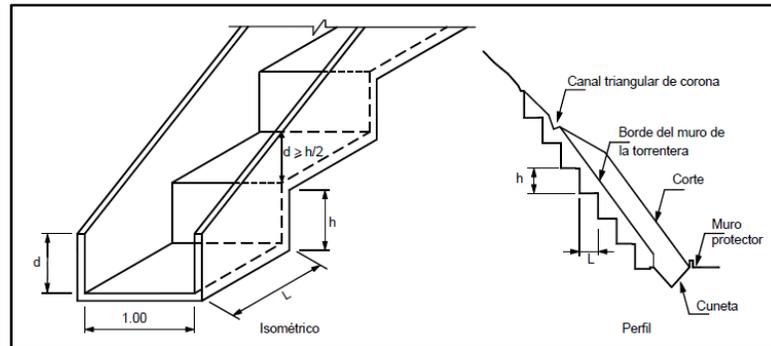


Figura 3.2 Torrentera en gradería (Aristizabal et al,2013).

3.2.21.3 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.

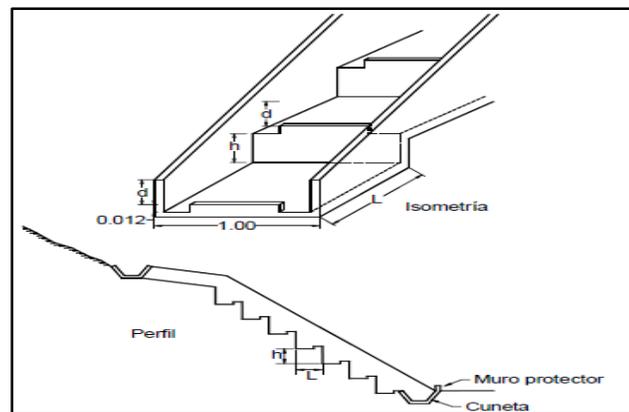


Figura 3.3 Torrentera en gradería con bloques en el fondo (Aristizabal et al, 2013).

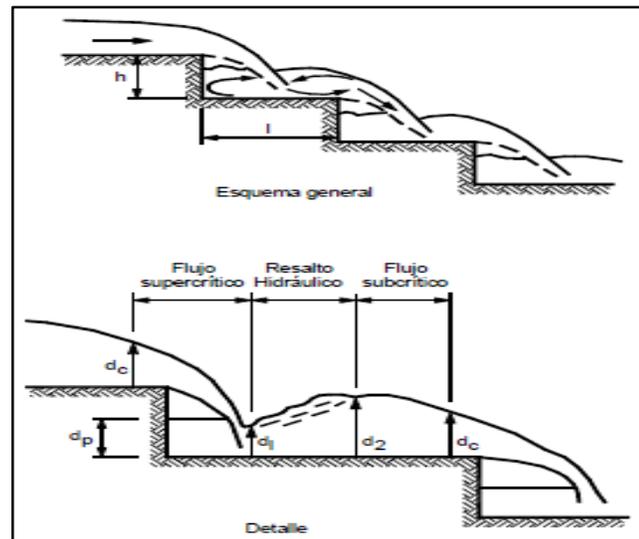


Figura 3.4 Régimen de flujo saltante sobre un canal en gradería (Mejía, 1999).

3.2.21.4 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:

$$V = (1/\eta) \cdot (R_n^{0.67} \cdot S^{1/2})$$

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
Talud	Suelo fino	0.4 a 0.65
	Suelo grueso	0.1 a 0.3
	Roca dura	0.7 a 0.85
	Roca blanda	0.5 a 0.75
	Pendiente 0 a 2%	0.05 a 0.1
Pastizales en suelos arenosos	2 a 7%	0.1 a 0.15
	Más de 7%	0.15 a 0.25
	Pendiente 0 a 2%	0.13 a 0.17
Pastizales en suelos arcillosos	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

3.2.21.5 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).

3.2.21.6 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 Q_p

a: ancho del canal (m)

Q_p : Caudal a atender (m^3/s)

V_{prom} : Velocidad promedio en función de Q_p (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 esorrentía (C)

Se denomina coeficiente de esorrentía 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 esorrentía 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 la 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

La investigación será de proyecto factible o investigación proyectiva, por cuanto se diagnostica, se definen y describen los hechos para planificar las acciones y poder sanear hidráulicamente. La misma cuenta con todos los instrumentos y datos necesarios para ser llevada a cabo y dará soluciones a una problemática planteada.

Según Balestrini, M. (2002), “los proyectos factibles son aquellos estudios o investigaciones que proponen la formulación de modelos, sistemas, entre otros, que dan soluciones a una realidad o problemática planteada, la cual fue sometida con anterioridad a estudios de las necesidades a satisfacer”. (p. 9)

Esta investigación se considera proyectiva o factible porque se propone la aplicación de la ingeniería básica en el sistema de drenaje superficial para el encauzamiento final de las aguas pluviales mediante torrenteras en el conjunto urbanístico LBF-3 ubicado en Los Basrrancos de Fajardo, 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.

La investigación según su propósito será Aplicada, ya que ésta busca la solución de problemas de índole importante para la mejora de calidad de vida de la sociedad con el fin de evitar cualquier tipo de problemas que le generen inconvenientes a los habitantes del urbanismo.

Para Tamayo y Tamayo (2006), “la forma de investigación aplicada se le denomina también activa o dinámica, se encuentra íntimamente ligada a la pura ya que depende de sus descubrimientos y aportes teóricos; es el estudio o aplicación de la investigación a problemas concretos, en circunstancias o características concretas; esta forma de investigación se dirige a su aplicación inmediata y no a el desarrollo de teorías”. (La investigación, p. 71)

Según el nivel de conocimiento será descriptiva, debido a que se presenta la realidad del hecho que se desea estudiar y se plantea de una manera correcta el funcionamiento de un canal abierto que permita la conducción y descarga de aguas pluviales hacia un punto específico.

Según Tamayo y Tamayo (2006), “el tipo de investigación descriptiva, comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual y la composición o procesos de los fenómenos; el enfoque se hace sobre conclusiones dominantes o sobre como una persona, grupo, cosa, funciona en el presente; la investigación descriptiva trabaja sobre realidades de hecho, caracterizándose fundamentalmente por presentarnos una interpretación correcta”. (La investigación, p. 71).

4.2 Diseño de investigación

4.2.1 Investigación de campo

Se considera una investigación de campo, dado que es preciso que la información sea recopilada de datos tomados directamente del lugar donde ocurren los hechos en observación.

Según Arias, F. (2012), “La investigación de campo es aquella que consiste en la recolección de todos los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos (datos primarios), sin manipular o controlar variables alguna, es decir, el investigador obtiene la información pero no altera las condiciones existentes. De allí su carates de investigación no experimental. Claro está, en una investigación de campo también se emplea 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, lo esenciales para el logro de los objetivos y la solución del problema planteado”. (p. 31)

4.2.2 Investigación documental

Esta investigación es documental, puesto que la información derivó de fuentes primarias tales como los registros de datos climáticos del Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología (INAMEH) o a través de la aplicación de entrevistas con especialistas en el área, por medio de la revisión mapas topográficos del área elaborados por la CVG-Tecmin, C.A. y de la consulta, extracción y análisis de datos contenidos en libros, tesis de grado y todo material bibliográfico o electrónico que esté relacionado con el estudio a realizar.

Para Arias, F. (2006), una investigación documental es: “Aquella que se basa en la obtención y análisis de datos provenientes de materiales impresos u otros tipos de documentos”. (p. 49)

4.3 Población y muestra de la investigación

4.3.1 Población de la investigación

En el presente caso se considerará como población de la investigación toda la superficie de la urb. LBF-3 susceptible de captar aguas pluviales, además formará parte de la población los taludes a través del cual se proyecta conducir las aguas pluviales utilizando la torrentera.

Según lo señalado por Balestrini, M. (2002), se llama población “Un conjunto finito o infinito de personas, cosas o elementos que presentan características comunes y para el cual serán validadas las conclusiones obtenidas en la investigación”. (p. 137)

4.3.2 Muestra de la investigación

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

Chávez (1994), define la muestra como “Una porción representativa de la población, que permite generalizar sobre ésta los resultados de una investigación”. (p. 164)

Hernández, Fernández y Baptista (1994), expresan “La muestra es, en esencia un subgrupo de la población. Digamos que es un subgrupo de elementos que pertenecen a ese conjunto definido en sus características al que llamamos población”. (p. 212)

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.4.1 Técnicas de recolección de datos

Las técnicas de recolección de datos pueden considerarse como la forma o procedimiento que utiliza el investigador para recolectar la información necesaria en el diseño de la investigación.

Así lo expresa Arias, F. (2006), “Son las distintas formas o maneras de obtener la información”. (p. 53)

Dada la naturaleza de esta investigación, y en función de los datos que se requerían, las técnicas que se utilizaron fueron:

4.4.1.1 Revisión documental

Para esta investigación se llevó a cabo la consulta de textos asociados, los cuales están representados por normativas, leyes, reglamentos y decretos, e información bibliográfica, etc., dado que son fuentes de información confiable y viable para el logro de los objetivos trazados durante el desarrollo de la investigación.

Según Arias, F. (2006), “Es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por los otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas. Como en toda investigación, el propósito de este diseño es el aporte de nuevos conocimientos”. (p. 27)

4.4.1.2 Observación directa

La observación directa consiste en el estudio de la situación en el mismo momento de su ocurrencia, mediante el uso de sus sentidos, el investigador deberá someter el resultado de estas observaciones a su interpretación y análisis para poder formular el problema planteado.

Conforme a Arias, F. (2006), define: “la observación, es una técnica que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad, en función de unos objetivos de investigación preestablecidos”. (p. 69)

Según Hurtado (2008), la observación directa constituye un proceso de atención, recopilación, selección y registro de información, para el cual el investigador se apoya en sus sentidos”. (p. 459)

4.4.1.3 Entrevistas no estructuradas

Según Sabino, C. (1992): “De un modo general, una entrevista no estructurada o no formalizada es aquella en que existe un margen más o menos grande de libertad para formular las preguntas y las respuestas”. (p. 118)

Mediante esta técnica es posible captar información importante basada en la experiencia y conocimiento del entrevistado. La aplicación de la misma dentro de esta investigación implica la realización de preguntas orales sin una estructura definida al personal involucrado y conocedor del tema (responsables de área, ingenieros, técnicos, supervisores, entre otros).

4.4.2 Instrumentos de recolección de datos

Los instrumentos que se sirvieron de ayuda a la presente investigación fueron los siguientes: a) calculadora, b) computadora portátil, c) cámara fotográfica, d) GPS, e) internet e imágenes satelitales de la zona, f) cuaderno de notas, g) pendrives h) textos relacionados al estudio expuesto, i) nivel Abney, j)brújula Brunton, k) jalón topográfico, l) cinta métrica, entre otros.

4.5 Flujoograma de la metodología de trabajo

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

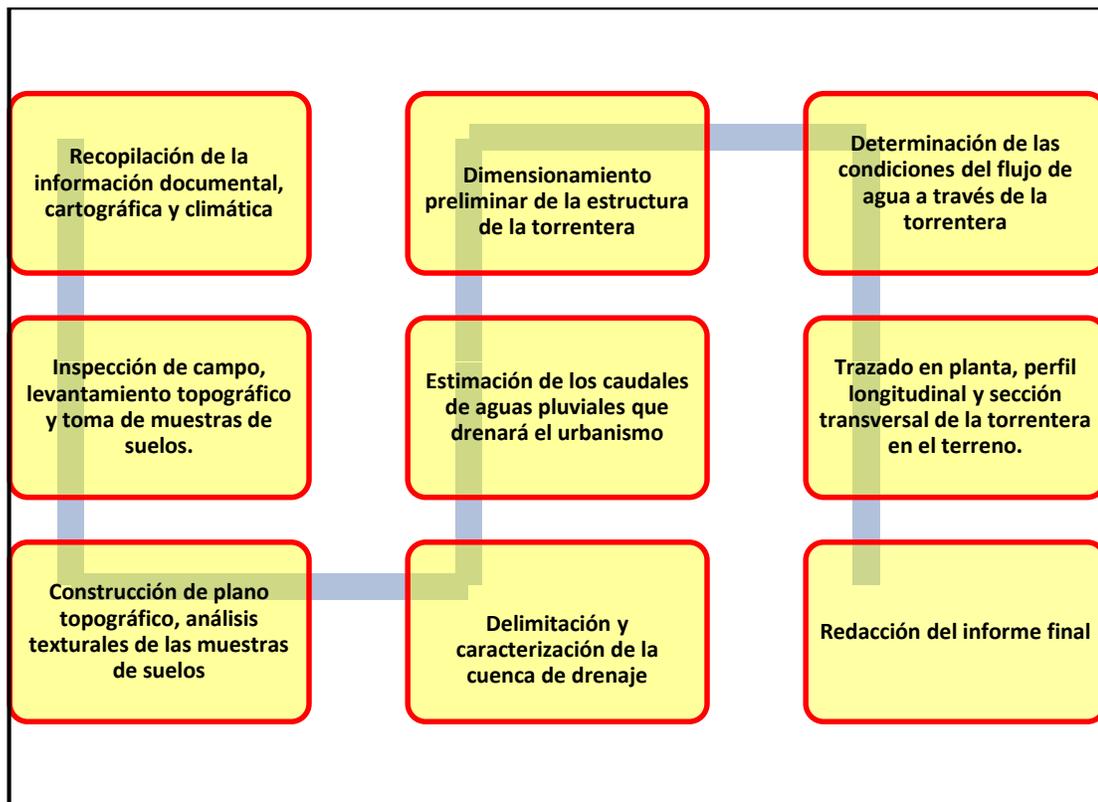


Figura 4.1 Flujoograma de la investigación

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 (talud a través del cual se deberían conducir las aguas pluviales mediante la torrentera), conociendo las características topográficas (mediante levantamiento expeditivo del talud) y físicas (toma de muestras de suelo de los taludes) 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 realizaron los análisis texturales de las muestras de suelo en el laboratorio de hidráulica de la Escuela de Ciencias de la Tierra.

Se procedió a la construcción del plano topográfico respectivo del urbanismo y del talud objeto de estudio. Se efectuó un análisis preliminar de la estabilidad del talud como base para la construcción de una torrentera en dicha ladera. 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.

Para establecer las características del clima se efectuó un análisis cuantitativo, con base en los datos de los promedios mensuales y anuales de la pluviosidad registrados en las estaciones meteorológicas Macagua y Puerto Ordaz, cuyos datos fueron suministrados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH) y CORPOELEC. En la tabla 5.1, se muestran las características de las estaciones mencionadas.

Tabla 5.1 Características de las estaciones utilizadas. (INAMEH, 2.016).

Estación	Tipo	Serial	Latitud	Longitud	Altitud (msnm)	Organismo
Macagua	C1	8106	08°17'29''	62°39'21''	79	CORPOELEC
Puerto Ordaz R-A	C2	3813	08°19'00''	62°43'00''	51	INAMEH

El área del proyecto se enmarca en la zona de vida Bosque seco Tropical (Bs-T), según la clasificación climática de Holdridge.

En el área de estudio se recibe una pluviosidad promedio alrededor de los 1.088 mm anuales, la temperatura media anual oscila alrededor de los 27°C y su evaporación promedio supera los 2.200 mm por año. De acuerdo con esto, el área se clasifica como clima cálido tropical de sabana isotérmico (Awgi), caracterizado por presentar un período de lluvia y otro de sequía, bien definidos, con una oscilación térmica promedio inferior a los 5 °C.

5.1.1 Precipitación

El valor promedio anual de precipitación para la zona del proyecto es de 1.100 mm, el cual fue estimado a partir de los promedios anuales de las estaciones localizadas alrededor del área de estudio. En la tabla 5.2, se muestran los promedios mensuales y el total anual de precipitación para el período 1950-2011; con base en ellos se elaboraron las figuras 5.1 y 5.2.

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).

Tabla 5.2 Precipitación media mensual y anual (mm). Período 1950-2011. (INAMEH, 2.016).

Estación	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Macagua	47,2	41,5	23,3	31,3	130	232,7	242,2	181,1	97,1	110,4	111,8	90,5	1.317
Puerto Ordaz R-A	36,3	27,3	21,5	28,7	89,9	179,3	162,6	133,9	83,7	81,6	83,2	69,3	997,4

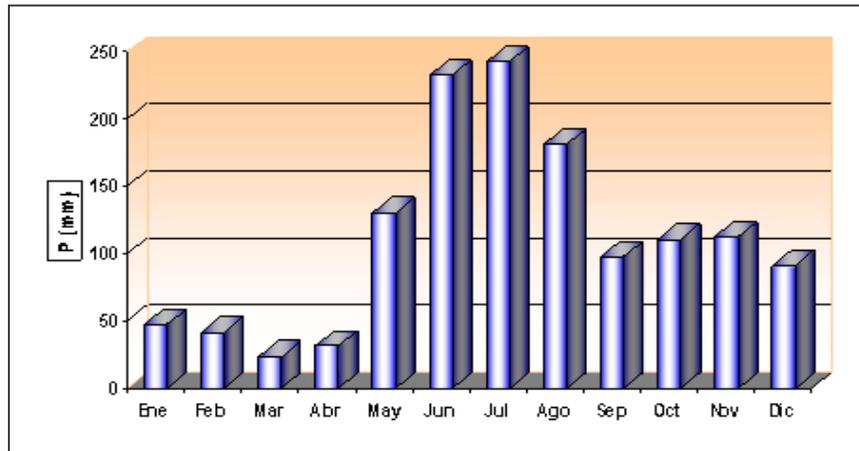


Figura 5.1 Distribución anual de la precipitación (mm). Estación Macagua. (CVG Tecmin, C.A., 2.016).

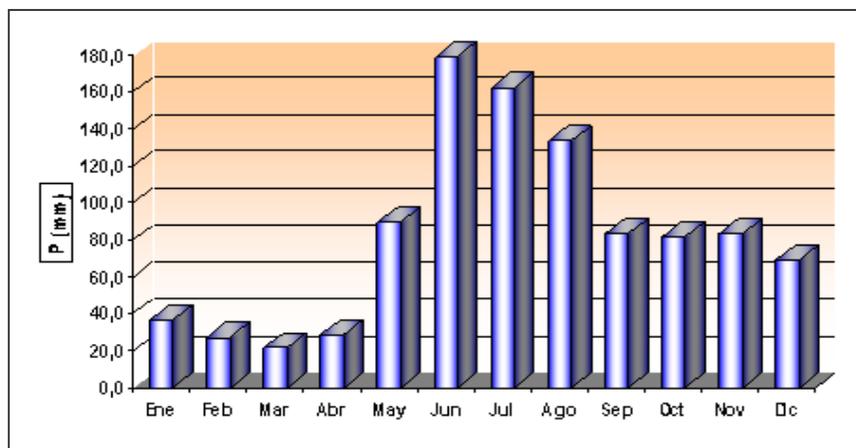


Figura 5.2. Distribución anual de la precipitación (mm). Estación Puerto Ordaz R-A. (CVG Tecmin, C.A., 2.016).

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 297.70 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.

$$w = \frac{54290 \text{ m}^2}{297.7 \text{ m}} = 182.36 \text{ m}$$

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 5.3 las cuales están distribuidas de la siguiente manera:



Figura 5.3. 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 5.4:



Figura 5.4 Subcuencas del urbanismo LBF-3.

El urbanismo LBF-3, está conformado por 2 cuencas principales, y por 5 parcelas (cada parcela subdividida en cuatro sectores) con los siguientes tipos de cobertura de sus suelos: residencial zona pavimentada y zonas verdes.

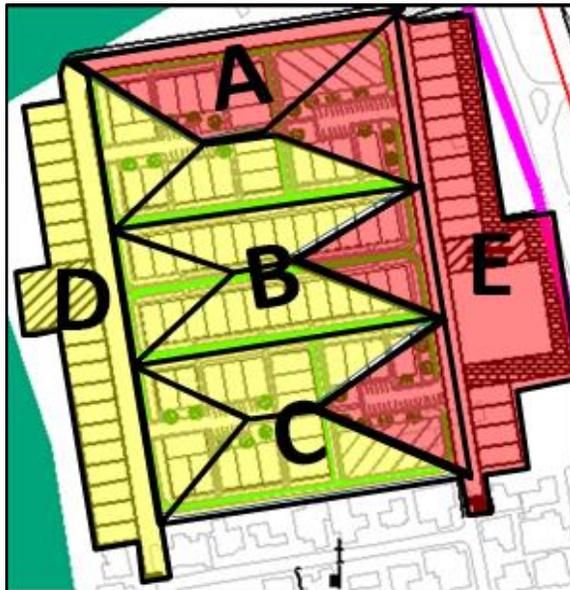


Figura 5.5 Identificación de parcelas que integran el urbanismo.

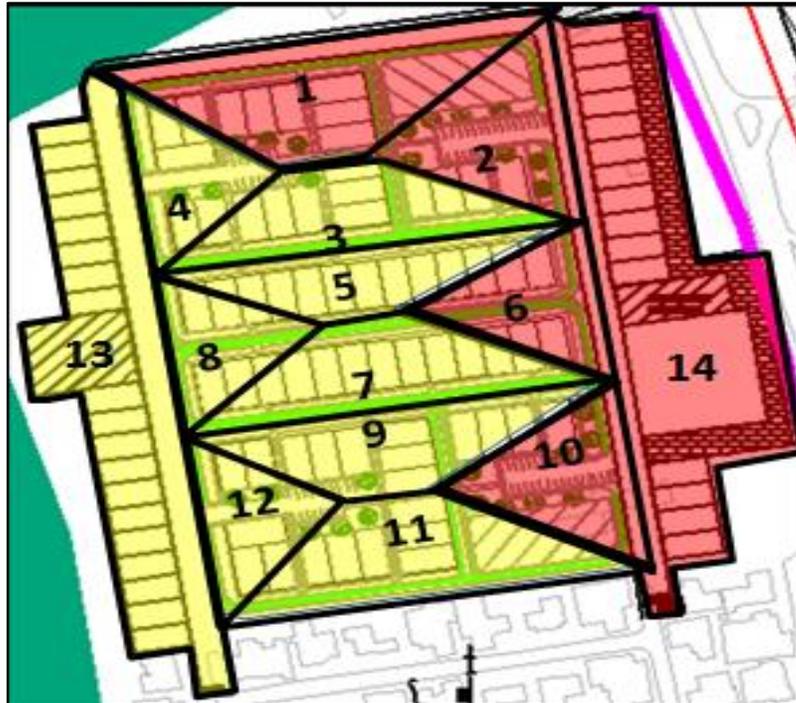


Figura 5.6 Identificación de sectores que drenan en cada subcuenca.

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 5.3.

Tabla 5.3 Coeficientes de escurrimiento (Aparicio, 2001).

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía	
	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 5.4 se muestra la distribución de las áreas de acuerdo a su cobertura y superficie.

Tabla 5.4 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 5.5 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 5.6 Distribución de áreas por subcuena 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 5.7 Distribución de áreas por subcuenca 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:

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

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

Tabla 5.8 Coeficiente de escurrimiento ponderado de la subcuenca roja.

Subcuenca	Parcela	Cobertura	Área Total	Coef	Coef
			(ha)	Escurrimiento	Escurrimiento ponderado
Roja	A	Residencial	0.270	0.65	
		Vialidad	0.130	0.83	0.573
		Área Verde	0.146	0.20	
		Totales	0.546		
	B	Residencial	0.087	0.65	
		Vialidad	0.162	0.83	0.672
		Área Verde	0.050	0.20	
		Totales	0.299		
	C	Residencial	0.090	0.65	
		Vialidad	0.090	0.83	0.547
		Área Verde	0.100	0.20	
		Totales	0.280		
	E	Residencial	0.590	0.65	
		Vialidad	0.130	0.83	0.574
		Área Verde	0.210	0.20	
		Totales	0.930		
			2.055		

Tabla 5.9 Coeficiente de escurrimiento ponderado de la subcuenca 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 5.7 (CVG TECMIN, C.A., 2015).

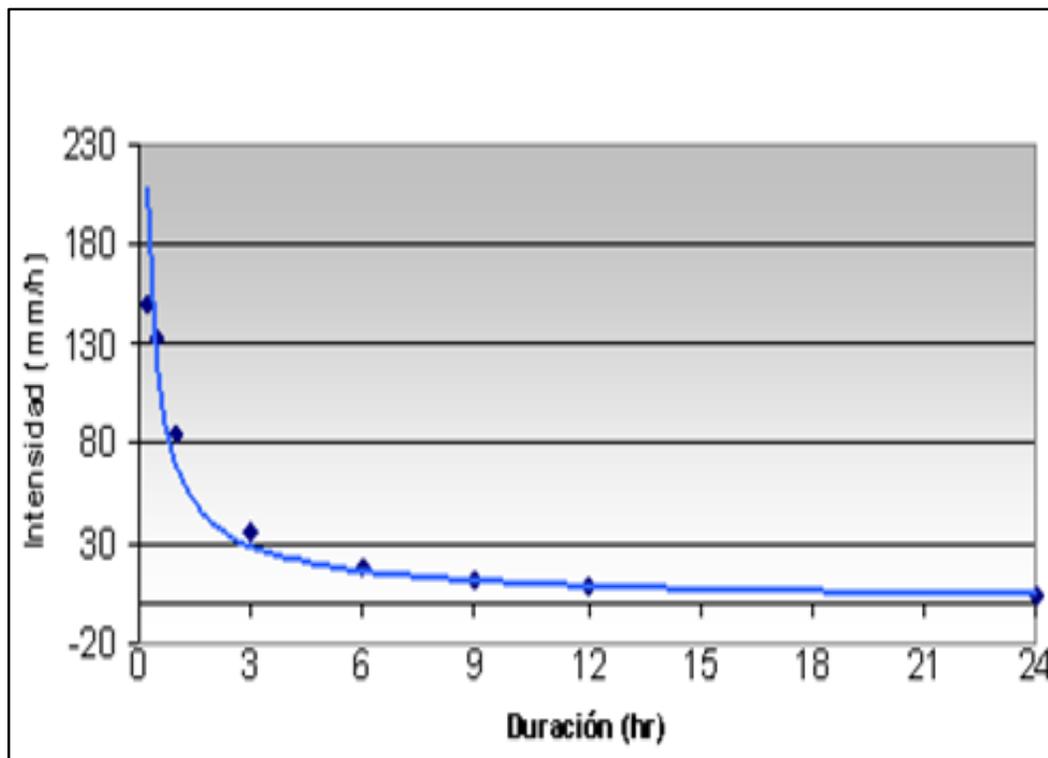


Figura 5.7 Curva IDF para Tr=25 años de Estación Puerto Ordaz, período 1968-2000 (CVG TECMIN, C.A., 2015).

Tabla 5.10. Intensidad de lluvia de las Subcuencas..

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 método 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 LBF-3 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:

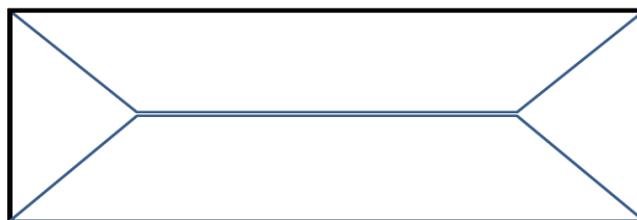


Figura 5.8. Orientación de los sectores tributarios.

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

$$Q = C . I . A$$

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

Tabla 5.11 Caudales de las subcuencas

Subcuenca	Parcela	Area (ha)	Ce pond	Intensidad	Caudal	
				Lluvia (lps/ha)	(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 LBF-3, obteniéndose un desplazamiento horizontal de 12 m y un desnivel de 5 m para una pendiente longitudinal del talud de 0.416666 m/m

5.5 Definir el trazado en planta y perfil longitudinal de la torrentera

La torrentera será trazada a partir de la esquina noroeste del urbanismo LBF-3 desde una cota de 10.0 msnm en las coordenadas UTM REGVEN N 929361 y E 534522 hasta una cota de 5.0 msnm en las coordenadas UTM REGVEN N 929361 y E 534510, con una trayectoria o rumbo oeste franco recorriendo una distancia horizontal de 12.0 m (distancia inclinada = 13.0 m) para una pendiente de 22 grados.



Figura 5.9 Trazado en planta de la torrentera.



Figura 5.10 Trazado en planta de la torrentera

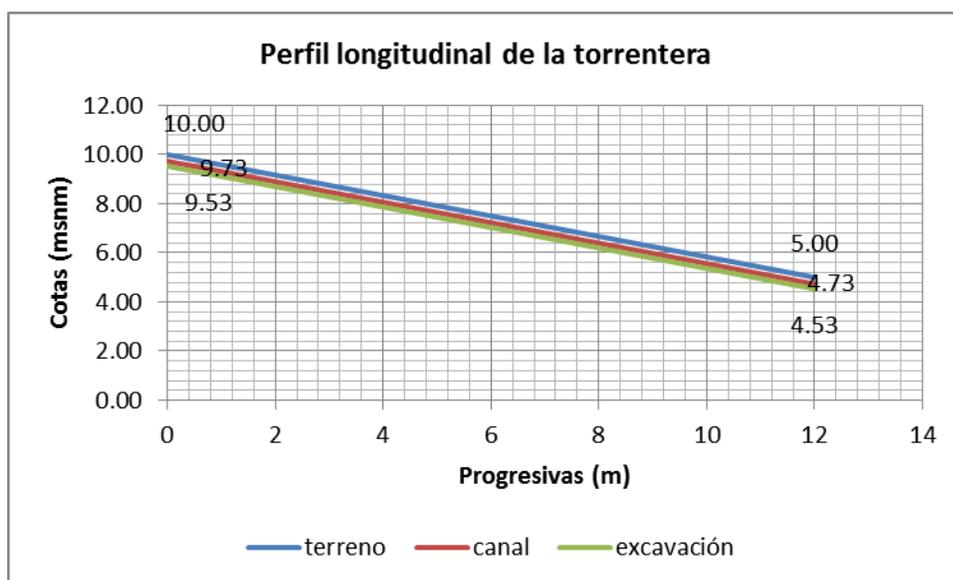


Figura 5.11 Perfil longitudinal de la torrentera.

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 aplicará 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:

$$b = 0.1 (Q / 4.79 \times 10^{-3})^{0.4} \quad (5.2)$$

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

Considerando ambos valores calculados para el ancho de la solera (b), asumiremos como un valor adecuado: $b = 1.0 \text{ m}$

5.6.2 Profundidad normal y profundidad crítica

Con base al gráfico del Apéndice A.1 de Camacho (1996), partiendo del ancho de la solera (b) igual a 1.0 m, se ubica en la escala del primer eje de abscisas auxiliares, se ubica el valor 1.0 obteniendo en el eje de abscisas principales del gráfico, y luego,

interceptando la curva, en el eje de las ordenadas (de la derecha del gráfico) se obtiene un valor para $y_n/b = 0.20$.

Despejando el valor de $b=1.0$ en la relación $y_n/b = 0.20$, se obtiene un valor de $y_n=0.20$ m aplicable para la torrentera.

De la ecuación para el cálculo de la profundidad crítica (y_c):

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

$$y_c = ((Q/b)^2 / g)^{1/3} \quad (5.4)$$

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 la torrentera.

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 torrentera, tal y como se muestran en la tabla 5.12.

Tabla 5.12 Parámetros geométricos e hidráulicos de la torrentera.

Parámetros	Tramo superior
Caudal, Q (m ³ /s)	1.415
Coefficiente rugosidad, n	0.016
Pendiente longitudinal, So (m/m)	0.416666
Ancho de solera, b (m)	1.00
Profundidad normal, y_n (m)	0.20
Área, A (m ²)	0.20
Ancho superficie, T (m)	1.00
Perímetro mojado, Pm (m)	1.40
Radio hidráulico, Rh (m)	0.1428
Velocidad flujo, V (m/s)	7.07
Energía específica, Es (m.kg/kg)	4.5
Número de Froude, Fr	1.43
Tipo de flujo	Supercrítico

5.6.4 Huella y contrahuella de la torrentera

De acuerdo a la ecuación de Darcy:

$$Q = V \cdot A \Rightarrow V = Q / A \Rightarrow V = Q / (b \cdot y_n) \quad (5.5)$$

Sustituyendo:

$$V = 1.415 \text{ m}^3/\text{s} / (1.0 \text{ m} \times 0.20 \text{ m}) = 7.07 \text{ m/s}$$

. Según el manual de drenaje del Ministerio de Obras Públicas (M.O.P) se determinó a través del número de Froude la relación de h/y y Lc/y como se muestra en la tabla 5.13, para conseguir el valor de la huella y contrahuella utilizada para el diseño de los escalones de las torrenteras.

Tabla 5.13 Valores establecidos para el cálculo de torrenteras (Camacho, 1996).

VALORES APROXIMADOS											
N° FROUDE = 2				N° FROUDE = 3				N° FROUDE = 4			
h/y	Lc/y	LR/y	y ² /y	h/y	Lc/y	LR/y	y ² /y	h/y	Lc/y	LR/y	y ² /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.

En vista de ello, considerando el valor del número de Froude, de 1.4; se asumirá un $Fr = 2$ y una relación $h/y = 1.0$ en la tabla para la estimación de la disipación por caída con régimen supercrítico.

Dado que $y = y_n$, entonces: $y_n = 0.20$ m, implica que $h = 0.20$ m. Luego, de la misma tabla anterior, se obtiene, de forma similar, para cada una de las relaciones:

$$\text{De } L_c/y = 2.8 \quad \Rightarrow L_c = 2.8 \times 0.2 = 0.56 \text{ m}$$

Ahora bien, la longitud de la huella (conocida como contra-huella) L_T se determina mediante la ecuación:

$$L_T = 1.1 L_c \quad (5.6)$$

Sustituyendo:

$$L_T = 1.1 \times 0.56 \text{ m} = 0.62 \text{ m}$$

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 LBF-3, en la población de Los Barrancos de Fajardo, 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 noroeste de la urbanización LBF-3, en la población Los Barrancos de Fajardo, estado Monagas, Venezuela.

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. LBF-3.

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

La propuesta se basa en una torrentera de concreto ($n = 0.016$) de sección rectangular trazada a través del talud adyacente al urbanismo LBF-3 para conducir la totalidad de las aguas pluviales drenadas. La torrentera 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 $0,75 \text{ m/s}$.

Las dimensiones de la torrentera serán las siguientes:

Base =	1.00 m
Profundidad =	0.20 m
Borde libre =	0.07 m
Altura total =	0.20 m + 0.07 m = 0.27 m
Altura de huella=	0.20 m
Longitud de contra-huella =	0.62 m
Desnivel total =	5.00 m
Distancia inclinada del trazado =	13.00 m

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

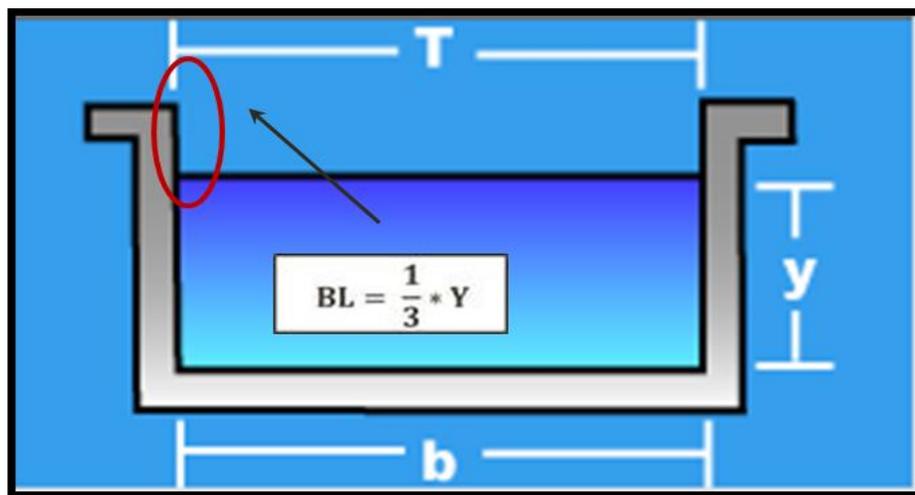


Figura 6.1 Esquema de la sección transversal de la torrentera.

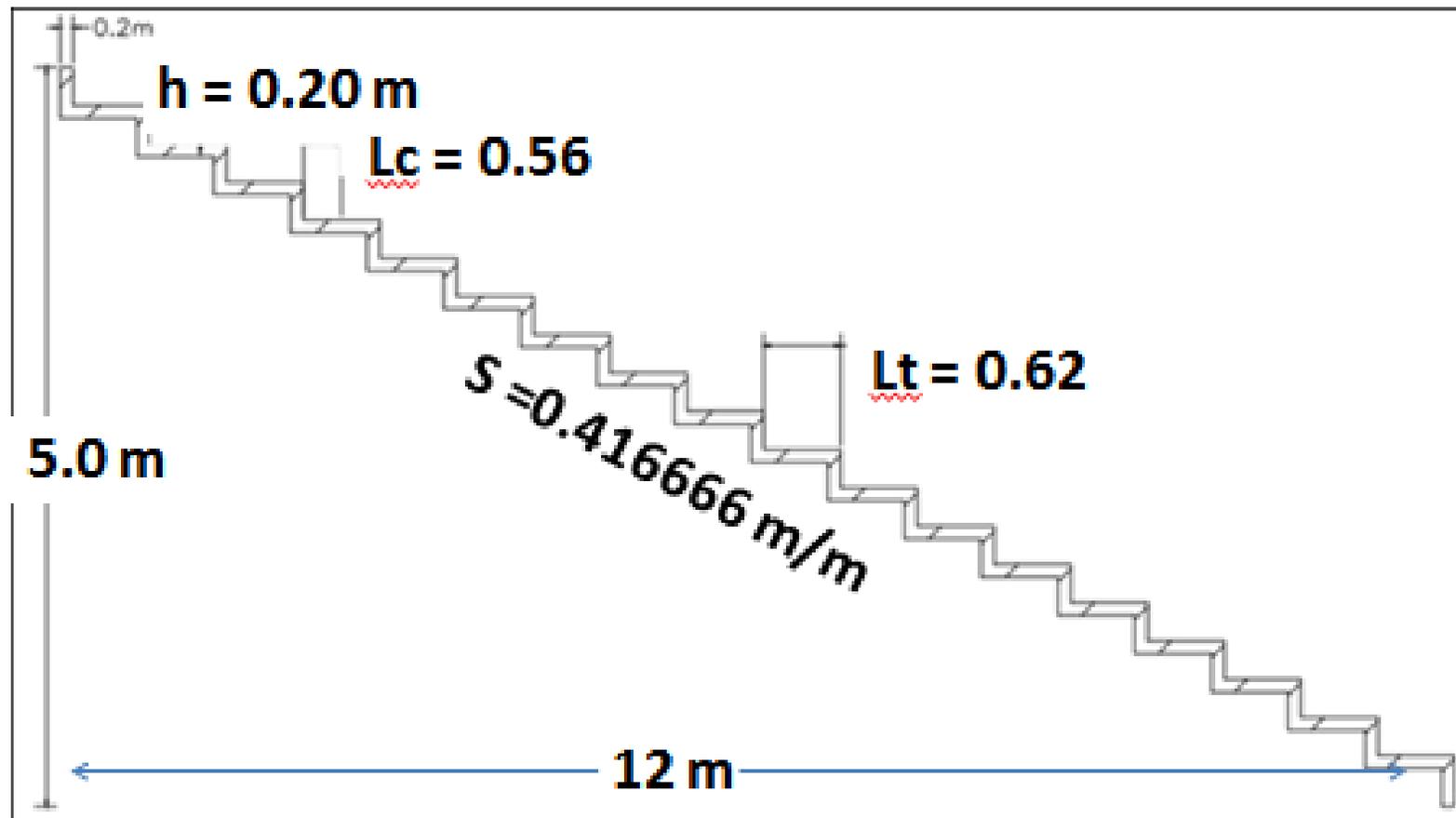


Figura 6.2 Perfil longitudinal de la torrentera

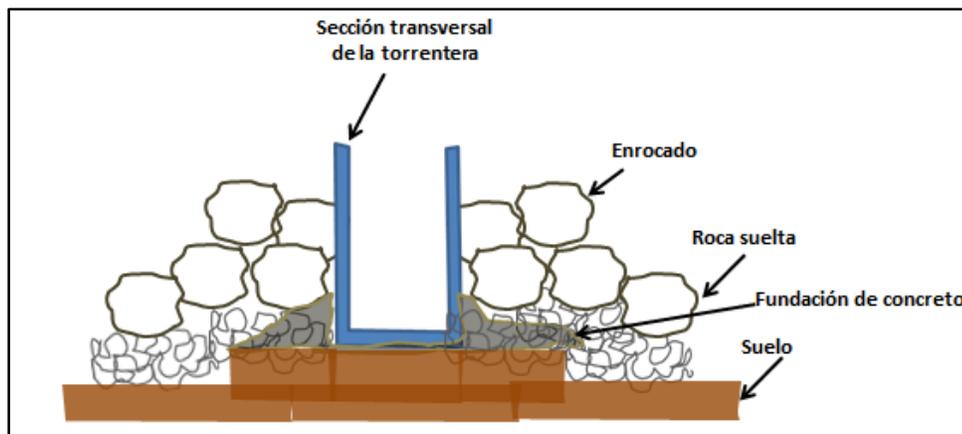


Figura 6.3 Sección transversal de una torrentera con protección de enrocado

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 Los Barrancos de Fajardo 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) subcuencas.
3. Se determinaron cinco subcuencas 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 torrentera obedeció a un alineamiento de rumbo oeste franco debido a la ubicación relativa entre el urbanismo y la laguna de inundación

del río Orinoco adyacente a la población. La torrentera tendrá un desnivel de 5 m con un desplazamiento inclinado de 13 m. y recogerá las aguas de las dos (2) subcuencas hasta un punto de entrega final ubicado en la esquima noroeste del urbanismo.

5. La torrentera tendrá un diseño de sección rectangular con cobertura de concreto con una huella de 0.20 m y una contrahuella de 0.62. 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 variaciones de niveles de la laguna de inundación del río Orinoco entre el estiaje y las aguas altas.
2. Proponer un monitoreo y mantenimiento preventivo sistemático de la estructura de la torrentera que permita asegurar su integridad física y la capacidad hidráulica de la obra.

REFERENCIAS

Arias, Fidas. (1999). **EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. Editorial Episteme. Caracas, Venezuela. (pp.55)

Arias, Fidas. (2006). **EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. Quinta Edición. Editorial Episteme. Caracas, Venezuela. (pp.143)

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. (1983). **CLOACAS Y DRENAJES**. Ediciones Vega s.r.l. Caracas, Venezuela. (pp.263)

Bañon Blázquez, Luis (2000). **EL AGUA Y LA CARRETERA**. 4 de Abril de 2015. [http://sirio.ua.es/proyectos/manual_%20carreteras/02010401.pdf]. (pp.1–4)

Bateman, Allen (2007). **HIDROLOGÍA BÁSICA Y APLICADA**. Grupo de Investigaciones en Transporte de Sedimentos. Colombia. (pp.70)

Beltran González, L. (2004). **HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS**. Primera edición. Editorial Ameco. Puerto la cruz, Venezuela. (p. 5)

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

Breña A. y Jacobo M. (2006). **PRINCIPIOS Y FUNDAMENTOS DE LA HIDROLOGÍA SUPERFICIAL**. Editorial Casa Abierta al Tiempo. México. (pp.254)

Chereque, W. (2003). **HIDROLOGÍA PARA ESTUDIANTES DE INGENIERÍA CIVIL**. Segunda edición. Editorial Concytec. Lima, Perú.(pp.223)

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)

Comisión Estatal de Aguas de Querétaro (2000). **ALCANTARILLADO PLUVIAL**. 19 de Noviembre de 2015 [<http://www.ceaqueretaro.gob.mx>]. (pp.30).

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>]

Erazo, Adriana. (2004). [Servicio Nacional de Estudios Territoriales]. **REGIONALIZACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS Y MEDIOS EN EL**

SALVADOR. 30 de septiembre de 2014.
[<http://www.snet.gob.sv/Hidrologia/caudales.pdf>]. (pp.21)

Finol M, Camacho H, (2006). **EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA.** Universidad del Zulia. Zulia, Venezuela. (p. 77)

Garreaud, Réne (2005). **ATMÓSFERA, TIEMPO Y CLIMA.** 5 de Abril de 2015. [http://mct.dgf.uchile.cl/CURSOS/Clases_Atmosfera/clase1_intro.pdf]. (pp.12)

Hernández, C. y Polanco, A. (2006), **SANEAMIENTO HIDRÁULICO DEL SECTOR EL DESEPERO Y LÁGRIMAS VERDES DE LA POBLACIÓN DE CARRASQUERO, MUNICIPIO MARA, ESTADO ZULIA.** Trabajo de grado, Universidad Rafael Urdaneta. Maracaibo. Pp 16 y 26.

Hernandez, M. (2003). **EL MANUAL DE TESIS DE GRADO Y ESPECIALIZACIÓN Y MAESTRÍA Y TESIS DOCTORALES DE LA UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA LIBERTADOR.** Tercera Edición. FEDUPEL. Caracas, Venezuela. (pp.245).

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH). (2014). 20 de septiembre de 2014. Anzoátegui. [<http://www.inameh.gob.ve/>]

Instituto Nacional de Estadística (INE). (2015). **XIV CENSO NACIONAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA DE ANZOATEGUI** 15 de febrero de 2015. [<http://www.ine.gov.ve/documentos/Demografia/CensodePoblacionyVivienda/pdf/anzoategui.pdf>]

Jiménez Escobar, Henry (1986). **HIDROLOGÍA BÁSICA.** 28 de Noviembre de 2015 [<http://www.univalle.edu.com>]. (pp.248)

Martin Domingo, Augustin (2011). **APUNTES DE TRANSMISIÓN DEL CALOR**. 3 de Abril de 2015 [<http://oa.upm.es/6935/1/amd-apuntes-transmision-calor.pdf>]. (pp.53)

Martínez A. y Navarro, J. (1996). **HIDROLOGÍA FORESTAL: EL CICLO HIDROLÓGICO**. Universidad de Valladolid. Valladolid, España. (pp.286)

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]. (pp.222)

Rodríguez, P. (2008). **HIDRÁULICA DE CANALES**. Instituto tecnológico de Oaxaca. México. (pp 570)

Rocha, Arturo. (2002). **HIDRÁULICA DE TUBERÍAS Y CANALES**. Primera Edición. Lima, Perú. (pp 515)

Sabino, C. (1994). **COMO HACER UNA TESIS Y ELABORAR TODO TIPOS DE ESCRITOS**. Tercera Edición. Editorial Panapo. Caracas, Venezuela. (pp.240)

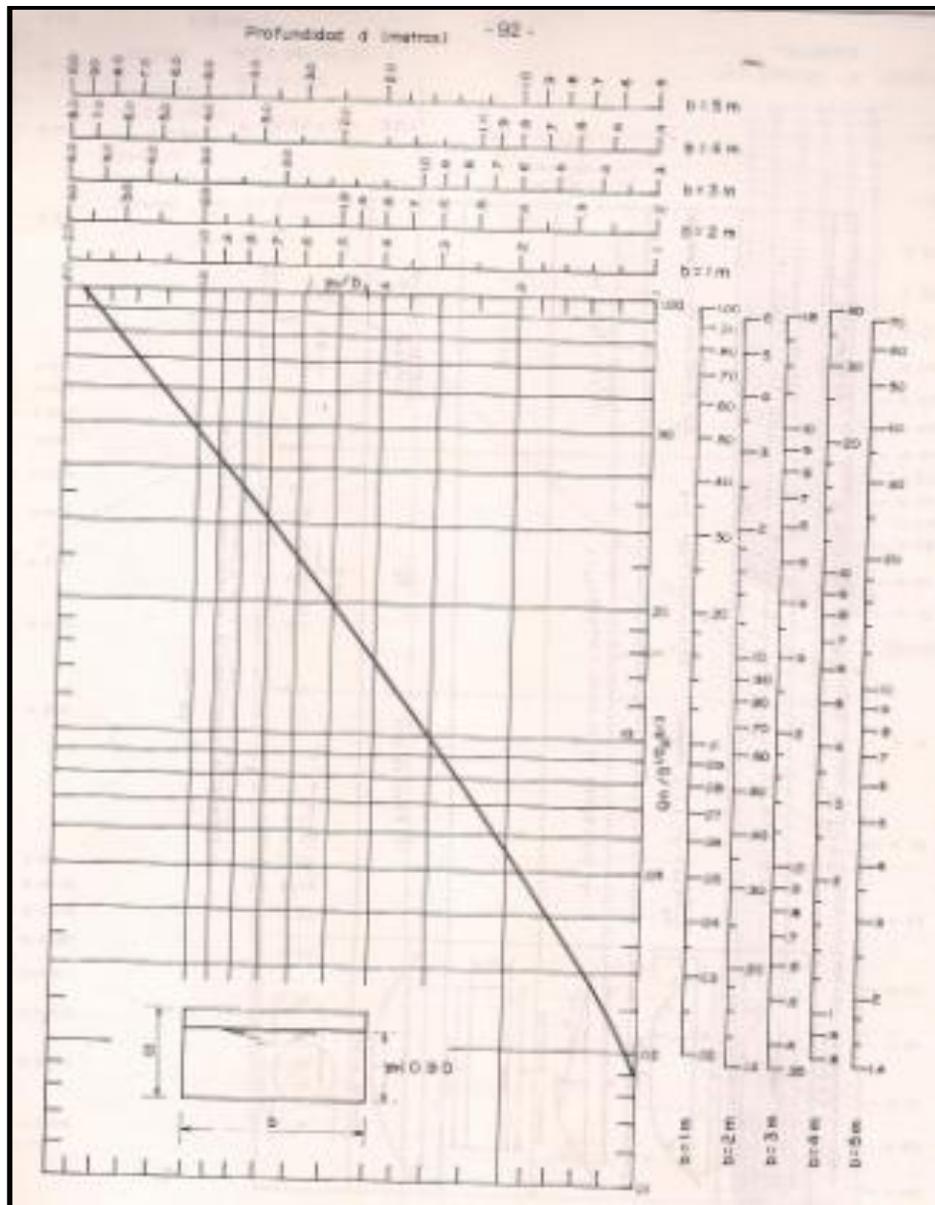
Shosinsky, G. y Losilla, M (2000). **MODELO ANALÍTICO PARA DETERMINAR LA INFILTRACIÓN CON BASE EN LA LLUVIA MENSUAL**. [Revista Geológica de América Central] 30 de septiembre de 2014. [<http://www.latindex.ucr.ac.cr/index.php/geologica/article/viewFile/8579/8102>]. (pp.43-55)

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)

APÉNDICES

APÉNDICE A
GRÁFICOS PARA CÁLCULO DE TORRENTERA



A.1 Profundidad normal. Secciones rectangulares (Camacho, 1996)

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

Título	PROPUESTA DE INGENIERÍA BÁSICA DE ESTRUCTURAS DE DESCARGA FINAL DE AGUAS DE ESCORRENTÍA PLUVIAL MEDIANTE TORRENTERAS EN LA URBANIZACIÓN LBF-3 EN LA POBLACIÓN DE LOS BARRANCOS DE FAJARDO, ESTADO MONAGAS, VENEZUELA.
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
BARBAS BETANCOURT MARIA JOSE	CVLAC	25.963.447
	e-mail	Marijo.b95b@gmail.com
	e-mail	
LEZAMA MALPICA JERAR JESUS	CVLAC	25.849.959
	e-mail	jerar1995@gmail.com
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

Hidrología urbana
Sistemas de drenaje
Acciones del sistema de drenaje urbano
Objetivos de un sistema de drenaje
Variables hidrometeorológicas
Canales abiertos
Tipos de canales abiertos
Tipos de flujo en canales
Torrenteras

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

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Ingeniería Sanitaria	Diseño de descarga final de aguas de escorrentía pluvial
Hidráulica	Caracterización climatológica, estudio topográfico y determinación de parámetros geométricos e hidráulicos del canal de descarga final.

Resumen (abstract):

Este estudio se esta basado en las necesidades de drenaje de las aguas de lluvia de la urbanización codificada como LBF-3 ubicado en la población de Los Barrancos de Fajardo, al sur del estado Monagas, en la ribera norte del río Orinoco. . 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 LBF-3 hasta el río Orinoco. 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, la estimación de los caudales de diseño, la descripción de las condiciones topográficas y geotécnicas de los taludes, determinación de las condiciones del flujo a través de los taludes y finalmente, el diseño y alineamiento en planta y perfil longitudinal de la torrentera, así como también su sección transversal. Una vez realizadas estas actividades, se estimó el caudal de drenaje para el diseño de la torrentera el cual alcanzó un valor $1.415 \text{ m}^3/\text{s}$. El levantamiento topográfico de los taludes indicó un recorrido o distancia inclinada de 13 m. Los taludes están compuestos por arena no suelta de color beige o marrón claro. El modelamiento del comportamiento de los flujos a través de los taludes mostró que se desarrollarían flujos de naturaleza supercríticos con un número de Froude 1.43 y velocidad de 7.07 m/s . Se diseñó una torrentera con una base de 1.0 m, altura de solera de 0.27 m, una altura de huella 0.20 m y una longitud de contra-huella de 0.62 m para toda la torrentera.

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail	
Echeverría, Dafnis	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	
Echeverría, Beatriz	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	CVLAC	21013748
	e-mail	Echeverriabcc@gmail.com
	e-mail	
Jiménez, Josefina	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	CVLAC	18.013.559
	e-mail	jjimenez33@hotmail.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
2019	01	30

Lenguaje Spa

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

Archivo(s):

Nombre de archivo
PROPUESTA DE INGENIERIA BASICA DE UN SISTEMA DE DRENAJE SUPERFICIAL DE AGUAS PUBLIALES PARA EL ENCAUSAMIENTO FINAL MEDIANTE TORRENTERAS.

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: Urbanización LBF-3, en la población Los Barrancos de Fajardo, Municipio Sotillo, Estado Monagas-Venezuela

Temporal: _____

Título o Grado asociado con el trabajo:

Ingeniero civil

Nivel Asociado con el Trabajo: Pre-Grado

Pregrado

Área de Estudio:

Ingeniería Civil

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

Universidad de Oriente



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CU N° 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.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR Martínez
FECHA 01/08/09 HORA 5:30

Cordialmente,

JUAN A. BOLANOS CURVELO
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 Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/marija

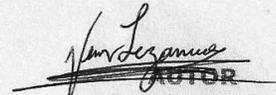
Apartado Correos 094 / Telfs: 4008042 - 4008044 / 8008045 Telefax: 4008043 / Cumaná - Venezuela

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

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



AUTOR
María Barbas
C.I.:25.963.447



TUTOR
Jerar Lezama
C.I.:25.849.959



TUTOR
Profesor Dafnis Echeverría
C.I.:4.506.408