

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



**EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO
DEL CANAL DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES DEL
AEROPUERTO JOSÉ TOMÁS DE HERES DE CIUDAD
BOLÍVAR, MUNICIPIO HERES.**

**TRABAJO FINAL DE
GRADO PRESENTADO
POR LOS BACHILLERES
FREDERICK E., ROMERO
Y EMMA L., BERNARDO
H. PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

CIUDAD BOLÍVAR, MARZO 2011

HOJA DE APROBACIÓN

Este trabajo de grado, intitulado “**EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DEL CANAL DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES DEL AEROPUERTO JOSÉ TOMÁS DE HERES DE CIUDAD BOLÍVAR, MUNICIPIO HERES**”, presentado por los bachilleres **FREDERICK ROMERO Y EMMA BERNARDO**, ha sido aprobado de acuerdo a los reglamentos de la Universidad de Oriente, por el jurado integrado por los profesores:

Nombres:

Firmas:

Profesor Jesús Martínez
(Asesor)

Profesor Giovanni Grieco

Profesora Marisol Dieguez

Profesor Jacques Edlibi
Jefe del Departamento de Ingeniería Civil

Ciudad Bolívar, Marzo de 2011.

DEDICATORIA

Durante este tiempo de lucha constante, de gratas vivencias, de momentos de éxitos y también de angustias y desesperanza para poder cumplir mis objetivos y así poder alcanzar uno de mis más grandes anhelos, culminar mi carrera. A ti mi Dios por ser quien ha estado a mi lado en todo momento dándome las fuerzas necesarias para continuar luchando día tras día y seguir adelante rompiendo todas las barreras que se me presenten. A mi mamá y mi papá por apoyarme en esta etapa de mi vida, por creer en mí, Me han enseñado a encarar las adversidades sin perder nunca la dignidad ni desfallecer en el intento. A mis hermanas y mi sobrino, en especial a mi hermana Andrea por su apoyo incondicional, gracias por ser unos de los pilares fundamentales para lograr esta meta, por estar conmigo cada vez que lo he necesitado. También le agradezco a mis amigos, familiares y mi novio por estar siempre conmigo en esta etapa mi vida.

Emma Lisbeth Bernardo Hernández

A Dios Padre, por habernos iluminado permanentemente en la elaboración de este trabajo y por colocar en nuestro camino personas de experiencia, con calificada capacidad para orientarnos en el momento oportuno

Agradezco profundamente a toda mi familia por apoyarme en todo momento y brindarme sabios consejos durante mi etapa universitaria.

A mi novia María de los Ángeles Vásquez por los momentos de felicidad, por ser muy especial en mi vida.

Frederick Romero Edwar

AGRADECIMIENTOS

A nuestro Tutor Académico profesor Jesús Martínez, por su gran colaboración. Agradecemos sinceramente su apoyo y valiosa asesoría.

A nuestros asesores de tesis: profesor José Herrera y el profesor Ángel Montenegro por colaborar con nosotros estos meses de trabajo. Recuerden siempre que el secreto de la vida radica en luchar por lo que se quiere.

A S.A.A.R, Ciudad Bolívar en el aporte de la información con el cual se hizo posible realizar el estudio y permitimos el ingreso a las instalaciones del interior del aeropuerto José Tomas de Heres donde se ubica el canal en estudio.

A la Universidad de Oriente, Núcleo de Bolívar. Nuestra casa de estudios, donde adquirimos los conocimientos necesarios para defendernos en el campo laboral

Frederick Romero y Emma Bernardo

RESUMEN

Siguiendo cada uno de los objetivos planteados dentro de la investigación se debe señalar que el área total a drenar durante las lluvias por el canal del aeropuerto José Tomas de Heres es de 210,38Ha el cual se divide en 133,88Ha y 76,50Ha, que corresponden al sector urbano y al interior del aeropuerto; dentro de sus límites se encuentra el recorrido del cauce principal de 2914 a partir del cual se fija el valor del tiempo de concentración superficial, una pendiente media de categoría suave por ser inferior al 2%, coeficientes de escorrentía cuyo valor promedio hacia la parte urbana es de 0,77 y 0,25 al interior del aeropuerto, dicho canal se divide en 11 secciones diferentes más un canal ubicado en la ladera del Oeste (Sección B`) donde intercepta el final de la segunda y el inicio de la tercera sección, cabe destacar que el máximo caudal que puede conducir el sistema de drenaje es de 34322,590lps que corresponden al último tramo (sección K) de aproximadamente 10,80m, mientras la capacidad mínima es de 2173,349lps ubicada en la tercera sección (sección C) con una longitud próxima a los 110,34m. Por su parte el caudal de diseño se determinó por medio de los métodos racional, Chow e hidrograma triangular, según este orden los resultados fueron para los máximos de (28201,813, 19741,179 y 14678,771)lps y un mínimo de (24417,416, 17336,011 y 12708,827)lps, sin embargo antes de determinar el gasto que generan las áreas divididas de cada sección fue necesario contar con datos pluviométricos del área en estudio, el cual corresponde al registro de precipitaciones de 45 años de registro con fecha que van desde 1951 hasta 1995 con duraciones de 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas donde una vez que dichas precipitaciones fueron transformadas a intensidades de precipitación se procesaron mediante métodos y formulas estadísticas que son aplicables a la hidrología obteniéndose así las curvas I.D.F según el método analítico y el método de Oscar Silva los cuales fueron promediados para los mismos tiempo de concentración y período de retorno de 10 años por tratarse de una zona urbana para su posterior aplicación.

CONTENIDO

	Página
HOJA DE APROBACIÓN	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTOS	IV
RESUMEN.....	V
CONTENIDO	VI
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE TABLAS	XII
LISTA DE APÉNDICES	XIII
LISTA DE ANEXOS	XV
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I. SITUACIÓN A INVESTIGAR	5
1.1 Planteamiento del problema	5
1.2 Objetivos de la investigación	9
1.2.1 Objetivo general.....	9
1.2.2 Objetivos específicos	9
1.3 Justificación de la investigación.....	9
1.4 Alcance de la investigación.....	10
CAPÍTULO II. GENERALIDADES	11
2.1 Ubicación geográfica del canal José Tomas de Heres	11
2.2 Ubicación local y acceso al área.....	15
2.3 Caracterización del medio físico-natural.....	16
2.3.1 Geografía	16
2.3.2 Geología.....	17
2.3.3 Cobertura vegetal.....	18
2.3.4 Clima.....	19
2.3.4.1 Precipitación	19
2.3.4.2 Temperatura	20
2.3.4.3 Evaporación	20
2.3.4.4 Radiación Solar.....	21
2.3.4.5 Humedad Relativa.....	21
2.3.4.6 Velocidad media del viento	22

CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO	23
3.1 Antecedentes de la investigación	23
3.2 Bases teóricas	24
3.2.1 Sistema de drenaje	24
3.2.2 Origen de las aguas en un sistema de drenaje.....	25
3.2.3 Componentes del sistema de drenaje.....	26
3.2.3.1 Canales interceptores	26
3.2.3.2 Canales recolectores.....	27
3.2.3.3 Cunetas, sumideros y alcantarillas	27
3.2.3.4 Estaciones de bombeo.....	28
3.2.4 Clasificación de los sumideros	29
3.2.4.1 Sumidero de ventana o acera	29
3.2.4.2 Sumidero de rejas en calzada.....	30
3.2.4.3 Sumideros mixtos o combinados	32
3.2.4.4 Sumideros especiales	33
3.2.5 Consideraciones en el diseño de canales de drenajes	33
3.2.6 Geometría de canal hidráulico	38
3.2.6.1 Canal de sección trapezoidal.....	38
3.2.6.2 Canal de sección rectangular	39
3.2.6.3 Canal de sección triangular.....	39
3.2.6.4 Canal de sección circular	40
3.2.6.5 Canal de sección parabólica.....	41
3.2.7 Clasificación de los canales según el material.....	42
3.2.7.1 Canales excavados	42
3.2.7.2 Canales revestidos.....	43
3.2.8. Dimensionamiento de los canales.....	43
3.2.9 Información necesaria en un proyecto de drenaje	46
3.2.9.1 Topografía.....	46
3.2.9.2 Estudio hidrológico.....	47
3.2.9.3 Hidrometeorología	48
3.2.9.4 Geotecnia y suelos	48
3.2.9.5 Drenajes existentes.....	49
3.2.10 Delimitación de planicies y áreas inundables	49
3.2.11 Factores que influyen en la formación de los caudales	49
3.2.11.1 Duración (t):.....	49
3.2.11.2 Intensidad (I):.....	50
3.2.11.3 Frecuencia (f):.....	50
3.2.11.4 Periodo de retorno (Tr):	51
3.2.11.5 Variación temporal, o patrón	51

3.2.11.6 Morfometría	51
3.2.12 Influencia del área tributaria en el caudal.....	51
3.2.12.1 Método directo	52
3.2.12.2 Método del Soil Conservation Service (SCS):.....	52
3.2.12.3 Método del Área Efectiva	52
3.2.12.4 Método racional	53
3.2.12.5 Limitaciones del método racional	54
3.2.12.6 Secuencia de aplicación del método racional	55
3.2.12.7 Método de Chow.....	59
3.2.12.8 Método del Hidrograma Triangular	60
3.2.13 Curvas de intensidad-duración-frecuencia (I.D.F)	62
3.2.14 Estadística aplicada a la hidrología.....	62
3.2.14.1 Probabilidad (P):	62
3.2.14.2 Serie estadística.....	63
3.2.14.3 Método para estimar la frecuencia de valores extremos.....	64
3.2.14.4 Conversión de profundidades de precipitación.....	67
3.2.15 Método gráfico.....	68
3.2.16 Método analítico de factor de frecuencia.....	70
3.2.17 Método de Oscar Silva	72
3.3 Bases legales.....	78
3.3.1 Constitución de la República Bolivariana de Venezuela.....	78
3.3.1.1 Artículo 127 (Capítulo IX De los Derechos Ambientales).....	78
3.3.1.2 Artículo 3.23 Velocidad mínima	78
3.3.1.3 Artículo 3.24 Velocidad máxima:.....	79
3.3.1.4 Artículo 3.28 pendientes mínimas	80
3.3.1.5 Artículo 3.29 Pendientes máximas	80
3.3.1.6 Artículo 14 Cálculo del gasto	80
3.3.1.7 Hidráulica de alcantarillado	81
3.4 Definición de términos básicos	81
CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA DE TRABAJO	86
4.1 Nivel de Investigación.....	86
4.2 Diseño de la Investigación	87
4.3 Población de la Investigación.....	88
4.4 Muestra de la investigación.....	88
4.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	88
4.6 Técnicas de procesamiento y análisis de los datos	90
4.6.1 Factores físicos naturales del área en estudio	91
4.6.1.1 Análisis granulométrico (método mecánico):	93
4.6.2. Canal de drenaje José Tomas de Heres.....	94
4.6.3. Cuenca de drenaje en estudio	97

4.6.3.1	Curvas de nivel	97
4.6.3.2	Pendientes del relieve	98
4.6.4.	Frecuencia de lluvias y período de retorno.....	99
4.6.5	Caudal de diseño según el período de retorno	99
CAPÍTULO V. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS		101
5.1	Condiciones de la zona en estudio	101
5.1.1	Características geomorfológicas.....	101
5.2	Condiciones del canal de drenaje	104
5.2.1	Características físicas de las secciones	104
5.2.1.1	Sección A	104
5.2.1.2	Sección B	105
5.2.1.3	Sección B	105
5.2.1.4	Sección C	106
5.2.1.5	Sección D.....	107
5.2.1.6	Sección E	107
5.2.1.7	Sección F.....	108
5.2.1.8	Sección G.....	109
5.2.1.9	Sección H.....	109
5.2.1.10	Sección I.....	110
5.2.1.11	Sección J	111
5.2.1.12	Sección K.....	112
5.2.2	Capacidad máxima del canal en estudio.....	112
5.3	Caudal máximo de diseño	115
5.3.1	Tiempo de concentración.....	116
5.3.2	Intensidad de precipitación.....	117
5.3.3	Área de la cuenca urbana.....	122
5.3.4	Coefficiente de escorrentía.....	124
5.3.5	Caudal según el método racional.....	127
5.3.7	Caudal según el Hidrograma Triangular.....	129
5.3.8	Resultado según los métodos aplicados.....	130
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		132
Conclusiones		132
Recomendaciones		134
REFERENCIAS		135
APÉNDICE		138
ANEXO		164

LISTA DE FIGURAS

	Página
1.1 Calle inundada frente al colegio de ingenieros (Agosto, 2010).....	8
2.1 Ubicación geográfica del canal del aeropuerto de ciudad bolívar. (Internet,2010)	12
2.2 Ubicación geográfica-local del canal del aeropuerto. (Google earth, 2010).	13
2.3 Canal del aeropuerto josé tomas de heres parte sur (Agosto, 2010).....	14
2.4 Canal del aeropuerto josé tomas de heres parte norte (Agosto, 2010).	15
2.5 Trazado del canal del aeropuerto josé tomas de heres (Autocad, 2008).	16
2.6 Límites de ciudad bolívar- estado bolívar. (Internet,2010)	17
2.7 Canal del aeropuerto josé tomas de heres excavado en suelo arenoso (Julio, 2010).....	18
2.8 Cobertura vegetal tipo pasto en canal de drenaje (Agosto, 2010).	19
3.1 Canal interceptor de tierra. (Internet, 2010).	26
3.2 Canal recolector de sección trapecial. (Autocad, 2010)	27
3.3 Cuneta de concreto. (Abril, 2010)	28
3.4 Alcantarilla tipo cajón. (Abril 2010)	28
3.5 Sumidero de ventana (parte exterior). (Abril,2010)	29
3.6 Detalle de sumidero de ventana. (Gaceta 3018,)	30
3.7 Sumidero tipo calzada (parte exterior). (Abril, 2010).	31
3.8 Sumidero tipo calzada. (Gaceta 3018,).....	32
3.9 Canal de sección trapecial.	39
3.10 Canal de sección rectangular.	39
3.11 Canal de sección triangular.....	40
3.12 Canal de sección circular.....	40
3.13 Canal de sección parabólica.....	41
3.14 Canal excavado en suelo natural. (Abril, 2010).	42
3.15 Canal revestido de concreto. (Agosto,2010).....	43
3.16 Factor de reducción del pico (Método de Chow).	60
3.17 Curvas de intensidad y período de retorno para varias duraciones.	75
3.18 Curvas de duración-intensidad-frecuencia. estación cantaura.....	77
4.1 Recolección de muestra para estudio de suelo. (Mayo 2010)	92
4.2 Medición de la distancia longitudinal del canal en estudio. (Mayo 2010).	92
4.3 Canal de drenaje obstruido por maleza (Agosto, 2010).	95
4.4 Cajón de concreto del canal del aeropuerto (Agosto, 2010).....	96
4.5 Sección trapecial excavado en suelo arenoso. (Julio, 2010).....	96
4.6 Límites del área del drenaje en el interior del aeropuerto.	97
4.7 Límites del área en el sector residencial.	98
4.8 Flujograma de las actividades realizadas en el estudio.	100

5.1	Sección A del canal en estudio.	104
5.2	Sección B del canal de drenaje.	105
5.3	Sección B` del sistema de drenaje.	106
5.4	Sección C del canal del aeropuerto.	106
5.5	Sección D del canal del aeropuerto.	107
5.6	Sección E del canal del aeropuerto.	108
5.7	Sección F del canal del aeropuerto.	108
5.8	Sección G del canal del aeropuerto.	109
5.9	Sección H del canal del aeropuerto.	110
5.10	Sección I del canal del aeropuerto.	110
5.11	Sección J del canal del aeropuerto.	111
5.12	Sección K del canal del aeropuerto.	112
5.13	Sección G del canal del aeropuerto José Tomás de Heres.	115
5.14	Curvas I.D.F de ciudad Bolívar-Estado Bolívar (Método analítico).	119
5.15	Curvas I.D.F de ciudad Bolívar-Estado Bolívar (Método de Oscar Silva).	120
5.16	Curvas I.D.F de ciudad Bolívar- Estado Bolívar (Método de Oscar Silva).	122
5.17	Cuenca urbana del drenaje en estudio.	123
5.18	Áreas parciales en el interior del aeropuerto.	124

LISTA DE TABLAS

	Página
2.1	Ubicación geográfica del área en estudio (Abril, 2010)..... 11
2.2	Precipitación media mensual (mm), (CVG Tecmin, 2003)..... 20
2.3	Temperatura media mensual (°c), (CVG-Tecmin 2003). 20
2.4	Evaporación media mensual (mm), (CVG-Tecmin, 2003). 20
2.5	Radiación solar media mensual (cal/cm ² .dia), (CVG-Tecmin, 2003)..... 21
2.6	Humedad relativa media mensual (%), (CVG-Tecmin 2003)..... 21
3.1	Clasificación de los suelos según aashto. (Bowles, 1981). 37
3.2	Tamaño de las partículas (Lambe, William y Whitman Robert, 2001). 38
3.3	Relaciones geométricas de las secciones transversales más frecuentes (Harve c, 2009)..... 41
3.4	Coefficiente de Escorrentía (c) (Chow, 1988)..... 614
3.5	Relación tiempo de retardo y tiempo de concentración. 61
3.6	Período de retorno e intensidades de la precipitación según varias duraciones..... 74
3.7.	Intensidades de las precipitaciones según las duraciones de registro y tiempos de retorno especificados por el usuario. 76
3.8	Velocidad máxima del material..... 79
3.9	Coefficiente de rugosidad del material (canales). 79
5.1	Pendiente media del cauce principal hasta el inicio del canal..... 102
5.2	Análisis granulométrico del material de las secciones excavadas 103
5.3	Cálculo de la pendiente media del canal de drenaje..... 114
5.4	Capacidad máxima del canal en estudio. 114
5.5	Tiempo de concentración. 117
5.6	Intensidades para cada período de retorno 118
5.14	Curvas I.D.F de Ciudad Bolívar-estado bolívar (Método analítico). 119
5.6	Intensidad de precipitación y período de retorno (Método Oscar Silva). 121
5.7	Áreas y coeficiente de escorrentía promedio (sector urbano). 125
5.8	Coefficiente de escorrentía ponderado. 127
5.9	Caudal según fórmula racional..... 128
5.10	Caudal según el método de chow. 129
5.11	Caudal según el método del hidrograma triangular. 130
5.12	Comparación de los métodos aplicados en el gasto máximo. 131

LISTA DE APÉNDICES

Página

A. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS SECCIONES DEL CANAL DE DRENAJE	139
A.1 Características físicas de las secciones A, B, Y C.....	140
A.2 Características físicas de las secciones D, E, Y F.....	141
A.3 Características físicas de las secciones F, G Y H.	142
A.4 Características físicas de las secciones I, J, Y K.	143
B. PARÁMETROS Y CÁLCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL HASTA LA SECCIÓN A EVALUAR.....	144
B.1 Pendiente del cauce principal hasta la sección A.....	145
B.2 Pendiente del cauce principal hasta la sección B.....	145
B.3 Pendiente del cauce principal hasta la sección C.....	145
B.4 Pendiente del cauce principal hasta la sección D.....	146
B.5 Pendiente del cauce principal hasta la sección E.	146
B.6 Pendiente del cauce principal hasta la sección F.	147
B.7 Pendiente del cauce principal hasta la sección G.....	147
B.8 Pendiente del cauce principal hasta la sección H.....	148
B.9 Pendiente del cauce principal hasta la sección I.	148
B.10 Pendiente del cauce principal hasta la sección J.....	149
B.11 Pendiente del cauce principal hasta la sección K.....	150
C. PRECIPITACIÓN-INTENSIDAD EN DIFERENTES DURACIONES	151
C.1 Precipitaciones (mm) de Ciudad Bolívar-Estado Bolívar 1951-1995. ...	152
C.2 Precipitaciones (mm) ordenadas de mayor a menor.	153
C.3 Intensidad de precipitaciones (mm) ordenadas de mayor a menor.....	155
D. FACTOR DE FRECUENCIA K.....	157
D.1 Factor k para períodos de retorno más aplicado (Pérez Machado, 1979).....	158

E. VARIABLES REDUCIDA	159
E.1 Variable reducida para los periodos de retorno más aplicados (Pérez Machado, 1979).....	160
E.2 Medida de la variable reducida y_n para distintos años de observación (Pérez Machado, 1979).	161
E.3 Desviación típica de la variable reducida σ_n para distintos años de observación (Pérez Machado. 1979).	162
F. PERIODOS DE RETORNOS E INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN APLICADOS AL METODOO DE OSCAR SILVA.....	163
F.1 Intensidades y períodos de retornos (método de oscar silva).	164

LISTA DE ANEXOS

- 1 AGUAS ESTANCADAS EN CANAL DE DRENAJE EN ESTUDIO
- 2 AREA CUBIERTO DE BAJA VEGETACIÓN EN EL INTERIOR DEL AEROPUERTO
- 3 CALLE INUNDADA FRENTE AL CANAL DEL AEROPUERTO (AV. ANGOSTURA)
- 4 EQUIPOS DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICOS APLICADO
- 5 DATOS TOPOGRÁFICOS DEL CANAL DEL AEROPUERTO JOSÉ TOMAS DE HERES
- 6 PLANO TOPOGRAFICO DEL CANAL DEL AEROPUERTO JOSÉ TOMAS DE HERES

INTRODUCCIÓN

Existen diversas ramas en el campo de la ingeniería civil, como caso particular nos centraremos en el tema de la ingeniería hidráulica de canales, como su nombre lo dice consiste en el estudio de los canales hidráulicos, ya sean en sus secciones abiertas o cerradas, dicho estudio será a partir de una serie de datos, principalmente aquellos de origen hidrológicos como son los datos pluviométricos. Aunque esta rama también toma en cuenta otros datos como los que relacionan las probabilidades estadísticas, aquellas de origen morfométricos (área, pendiente media del cauce principal, tiempo de concentración y tipo de superficie), sin embargo, la rama de ingeniería sanitaria también será tema incluido dentro del tema de estudio, puesto que esta se basa mucho en las normas incluidas por el decreto 5.318, especialmente en colectores cuya sección es cerrada, no obstante, ésta implica tema con otros parámetros necesarios en un diseño o proyecto de drenaje, tal es el caso de la aplicación del método racional, los períodos de retornos según la importancia de la zona, los coeficientes de escorrentía de acuerdo al tipo de superficie, los tiempos de concentración y de traslado.

La hidráulica y la ingeniería sanitaria tienen relación por realizar muchos estudios en común, pese a esto, ambas podrían llegar a tener argumentaciones por aquello que define el decreto 5.318 y las recomendaciones de algunos autores de algunos textos de hidráulica, esto podría notarse en las recomendaciones en cuanto a los métodos a aplicar o los períodos de retorno, si bien en última instancia el proyectista deberá presentar sus propios criterios para asumir de manera más conveniente las sugerencias.

En lo que se refiere a sistemas de drenajes en Ciudad Bolívar-estado Bolívar existen diversos colectores de aguas pluviales ya sea en forma natural como lo son el río San Rafael, el río Buena vista, el río Cañafístula, el río Marhuanta, etc., así como aquellos en forma artificial como el canal de Cintura ubicado en la zona Norte, el canal ubicado en la zona Sur en Virgen del Valle, el canal del parque Ruiz Pineda, el de la zona Oeste a lo largo de la Av. Bolívar de los Próceres, entre otros, pero todos estos drenes en forma artificial con una característica en común de que tienen como finalidad escurrir las aguas pluviales hacia los cauces naturales. En este tema de estudio se tendrá como caso particular un estudio que implicará la ingeniería sanitaria y la ingeniería hidráulica respecto al canal ubicado dentro del aeropuerto José Tomas de Heres, el cual fue construido con el objetivo de desalojar las aguas de escorrentía desde la zona Sur parte de Vista Hermosa II, la zona Este y Oeste las que se generan dentro del aeropuerto y descargar hacia el Norte donde inicia el canal de Cintura el cual descarga en la laguna del Medio.

En el drenaje en estudio se podrá analizar a partir de datos actualizados debido a que aquellos existentes no envuelven muchos estudios de campo, teniéndose solamente imágenes vagas como trazados simples que en realidad no arrojan detalles importantes para evaluar las condiciones del mismo. Es por esta razón que se realizará levantamiento topográfico con la finalidad de determinar la pendiente media del canal, un estudio de suelo para fijar el tipo de superficie del terreno natural, ubicar las partes naturales del canal (canal excavado en sitio), las secciones artificiales (canal con acabado de concreto en sitio), precisar la geometría de cada segmento y sus dimensiones. Todo lo anterior guiara a cumplir la secuencia fijada de trabajo establecido por los objetivos específicos y poder establecer el objetivo general.

Para lograr dichos objetivos, el desarrollo de este trabajo de investigación comprende una serie de elementos que se explican y detallan a continuación:

Capítulo I. Situación a investigar: se presenta el planteamiento del problema, los objetivos de la investigación, la justificación y el alcance de la investigación.

Capítulo II. Generalidades: está conformado por una breve descripción de todas las características de la localidad donde se encuentra el canal ubicado en el aeropuerto José Tomas de Heres, entre estas se tiene, la ubicación geográfica del canal en estudio, acceso al área y caracterización del medio físico natural que abarca todo lo relacionado a: geografía, geología, cobertura vegetal, clima, precipitación, evaporación, temperatura, radiación y velocidad del viento.

Capítulo III. Marco teórico: se presentan los antecedentes relacionado con la investigación, así como un conjunto de aspectos teóricos (recomendaciones, criterios, formulas y normas) que se ubican en torno a la misma y que serán aplicados tanto en forma cualitativa como cuantitativa.

Capítulo IV. Metodología del trabajo: en él se señala el tipo y diseño de la investigación, el flujograma de la investigación que describen el proceso de la misma, población y muestra, las técnicas e instrumentos de la recolección de datos y las técnicas de análisis de los datos.

Capítulo V. Análisis e interpretación de los datos: se presenta el análisis de los objetivos planteados por medio de la evaluación que será realizada al canal del aeropuerto José Tomas de Heres, todo a partir de los resultados de: características físicas del canal y del área correspondiente al mismo.

Por otra parte se realizarán las conclusiones en cuanto a los aspectos más resaltantes dentro de los objetivos de la investigación, las recomendaciones que ayuden a resolver las inquietudes observadas en el estudio, los apéndices en los cuales se muestran las tablas, gráficos y cálculos, las recomendaciones bibliográficas de autores de textos, así como páginas web consultados y por último los anexos que enriquezcan la información aportada por el trabajo.

CAPÍTULO I

SITUACIÓN A INVESTIGAR

Planteamiento del problema

En la actualidad existen variaciones notables del clima en todas partes del mundo, provocadas por el calentamiento antropogénico, el cual hoy en día se refleja en las altas temperaturas de nuestro planeta, registrados en diversas regiones geográficas. Estas variaciones en las condiciones climatológicas están suscitando tanto sequías como inundaciones.

A nivel mundial, el aumento de la pluviosidad está generando el desbordamiento de ríos, quebradas, lagos y provocan la destrucción de comunidades enteras y de infraestructuras importantes (puentes, carreteras, servicios), con la consecuente interrupción de estos servicios. En este sentido es imprescindible que la comunidad internacional esté alerta ante este fenómeno que está causando serios daños a la población, que como medida revisen los existentes los de las obras hidráulicas para evaluar su funcionamiento actual con la preocupación de que incrementen su intensidad y sobrepase los límites de los diseños realizados.

En Latinoamérica, existen países que presentan serios problemas en sus sistemas de drenajes pluviales, lo cual pone de manifiesto cada vez que llueve y las calles se convierten en lagunas, principalmente en las zonas bajas, donde no existen drenajes o los existentes son deficientes o no funcionan por falta de un mantenimiento adecuado, y periódico, por parte de las autoridades. Un buen ejemplo a citar es el colapso que sucedió en la capital argentina, Buenos Aires en febrero del año 2010, causado por lluvias torrenciales que cortaron carreteras de acceso a la ciudad,

inundaron barrios y obligaron a las fuerzas de seguridad a salir a las calles a ayudar a la población. Como consecuencia de las lluvias, miles de personas se quedaron sin suministro eléctrico, varias líneas del metro fueron suspendidas y hubo retrasos en el servicio de trenes. Las inundaciones en las calles, sumadas a la interrupción del servicio de electricidad, que dejó fuera de funcionamiento varios semáforos, provocaron un caos en el tráfico.

El estudio científico, multidisciplinario es necesario al momento de proyectar y diseñar aeropuertos, carreteras y calles, ya que permite elaborar un sistemas de drenajes funcionales, económicos, seguros que contribuyen a mejorar la calidad de vida de la población y evitar el deterioro de las obras de infraestructura: un mal drenaje pluvial afecta todas las actividades humanas (económicas, recreativas, turístico, transportes, entre otras).

En Venezuela, al hablar de lluvias resulta inevitable hacer referencia a tragedias que cambiaron la vida de muchas personas. Tal es el caso del desastre de La Guaira que causó innumerables muertes y pérdidas materiales, las cuales pudieron haber sido mucho menores si se hubiera contado con planes urbanísticos más adecuados y la existencia de políticas de limpieza ambiental citando un ejemplo, en el año 2009 Apure, Barinas y otros estados del país fueron víctimas de crecidas incontrolables de ríos y quebradas que inundaron por completo algunos poblados, ya de por sí, poco aptos para la habitabilidad. Las consecuencias: miles de damnificados y pérdidas de cosechas. Afortunadamente, la acción inmediata de organismos de ayuda no permitió que la tragedia se llevara consigo vidas humanas de momento.

En el resto del país, una serie de programas se han puesto en marcha para reducir al mínimo los riesgos de las inundaciones, pero está de parte de las autoridades y de la comunidad en general, prepararse para manejar contingencias en

tiempos de crisis y tomar medidas que puedan evitar consecuencias que sean lamentables en caso de emergencias por precipitaciones.

Aunque en períodos recientes Venezuela atravesó por una de las sequías más extremas de sus últimos tiempos, hay que tener en cuenta que no está ajena a un evento de precipitación extrema. Por tanto es importante la evaluación y el rediseño de los sistemas de drenajes existentes en nuestro país de manera que se pueda controlar el exceso de agua que llegara a acumularse en las depresiones topográficas de los terrenos.

En nuestro país es muy común encontrar canales principales sobre los cuales descargan las aguas de escorrentía superficial, que no cumplen con un diseño adecuado por lo que su capacidad se ve mermada. Estos canales reciben las descargas de otros sistemas de drenajes por medio de alcantarillados y cunetas combinadas con sumideros.

En Ciudad Bolívar, el canal de drenaje ubicado en el aeropuerto Tomas de Heres es de sección rectangular y en su mayor proporción es natural; es decir, es un canal excavado que sólo está revestido en pocas partes. Este drenaje pluvial está diseñado en diferentes secciones tanto en forma, tamaño y material. Este canal consta de enlaces por debajo de la pista de aterrizaje y de rodaje, sus pendientes están diseñadas para que descargue las aguas desde el área de Vista Hermosa II hasta empalmarse al canal el cintura. El canal se encuentra en muy mal estado exhibiendo socavación y erosión de sus taludes, cubierto de maleza y producto del arrastre con las agua de lluvia y de que el canal en algunas secciones no está revestido con concreto.

Por esta razón sectores aledaños y cercanos al drenaje del aeropuerto podrían verse afectados por la deficiencia y falta de mantenimiento de estos sistemas de

drenajes. Una vez llegada la temporada de lluvias, grandes charcas se forman sobre las calles y avenidas, provocando que éstas sean intransitables al paso vehicular y peatonal. A esta problemática se le suma la obstrucción que ha sufrido el sistema de drenaje ubicado a lo largo de la Av. 17 de Diciembre, el cual está con la finalidad de drenar ciertas partes de las aguas pluviales pertenecientes a los sectores de Vista Hermosa I, Vista hermosa II y la Urbanización Andrés Eloy Blanco, provocando que parte de las aguas de estos sectores desemboque en la Av. Angostura y formen grandes charcas. (Figura 1.1).



Figura 1.1 Calle inundada frente al Colegio de Ingenieros (Agosto, 2010).

Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general

Evaluar las condiciones de funcionamiento del canal de drenaje de aguas pluviales del Aeropuerto José Tomás de Heres de Ciudad Bolívar, Municipio Heres.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Caracterizar los factores físicos-naturales del área estudiada: clima, geología, geomorfología e hidrología.
2. Describir las condiciones del sistema de drenaje de aguas pluviales existente.
3. Estimar los parámetros morfométricos de la cuenca urbana drenada por el sistema de drenaje pluvial existente.
4. Analizar la frecuencia de lluvias máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno considerado.
5. Apreciar el caudal máximo de diseño para el período de retorno considerado

Justificación de la investigación

La propuesta de evaluar el canal de drenaje del Aeropuerto José Tomás de Heres de Ciudad Bolívar se basa en aportar información actual en cuanto al funcionamiento del colector pluvial, es decir, realizar una comparación entre los posibles caudales generados por las áreas a drenar por el sistema de drenaje en estudio en cada una de sus secciones, su máxima capacidad, pues de esta manera se

podrá facilitar un estudio que conduzca a propuestas de mejoramiento que se deseen formular mediante estudios posteriores al drenaje e incentivar tanto a la colectividad en general como a las autoridades competentes al tema (gobernaciones , alcaldías y ministerios) a contribuir con el mejoramiento de la red de aguas pluviales tanto en el área de estudio como a nivel general en toda la ciudad ya que es tarea de todos contribuir al mejoramiento del medio ambiente, preservar y mejorar los servicios públicos.

Alcance de la investigación

Contribuir al desarrollo de futuros proyectos a ejecutar por los organismos competentes para optimizar la utilización del canal de drenaje del aeropuerto José Tomas de Heres, a los fines de que funcione eficientemente y se consideren ampliaciones y mejoras de la red de colectores.

CAPÍTULO II

GENERALIDADES

2.1 Ubicación geográfica del canal José Tomas de Heres

El canal del Aeropuerto José Tomas de Heres de Ciudad Bolívar inicia en el sector Sur del aeropuerto y finaliza en el sector Norte del mismo donde desemboca en el canal de Cintura.

A continuación se presenta las coordenadas de ubicación geográfica del inicio y final del canal del aeropuerto.(Tabla 2.1).

Tabla 2.1 Ubicación geográfica del área en estudio (Abril, 2010).

Punto	Coordenadas U.T.M		Ubicación local
	Este	Norte	
P1	440.849,00	897.223,00	Frente al Colegio de Ingenieros
P2	441.214,00	898.039,00	Final del Aeropuerto frente a la Av. Jesús Soto

En la figura 2.1, se muestra un mapa de Venezuela en el cual se especifican las coordenadas geográficas del canal del aeropuerto de Ciudad Bolívar.



Figura 2.1 Ubicación geográfica del canal del aeropuerto de Ciudad Bolívar. (Internet,2010).

En la figura 2.2, se muestra una vista aérea del aeropuerto donde se indica la ubicación del canal de drenaje.

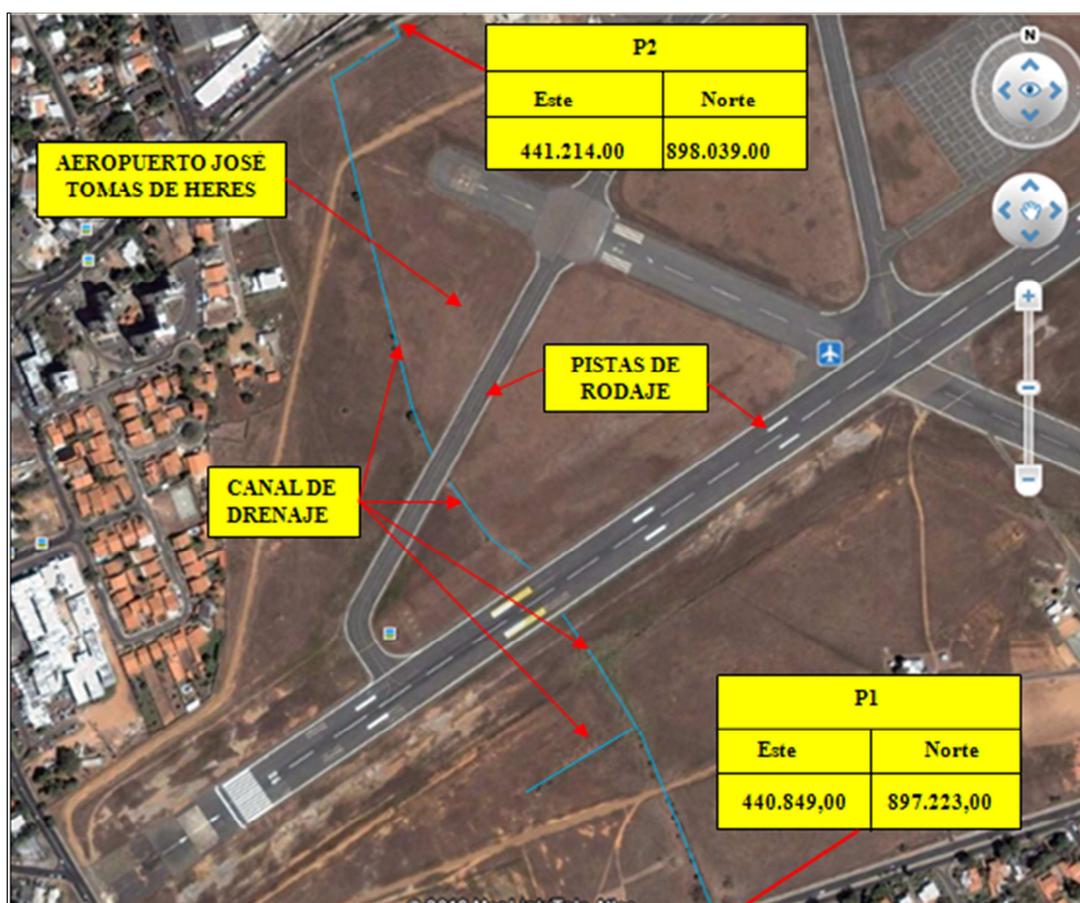


Figura 2.2 Ubicación geográfica-local del canal del aeropuerto. (Google Earth, 2010).

En las figuras 2.3 y 2.4, se muestran las condiciones actuales del canal del aeropuerto José Tomas de Heres.



Figura 2.3 Canal del aeropuerto José Tomas de Heres parte Sur (Agosto, 2010).



Figura 2.4 Canal del aeropuerto José Tomas de Heres parte Norte (Agosto, 2010).

2.2 Ubicación local y acceso al área

La ubicación local del sistema de drenaje en estudio corresponde al sector Sur del aeropuerto José Tomas de Heres frente a la Av. Angostura (Parte inicial del aeropuerto y del canal) con una cota de elevación próxima a los 51m sobre el nivel del mar (n.m.s.m), por el Norte (Parte final del aeropuerto y del canal) frente la Av. Jesús Soto en la cota 40m n.m.s.m, por el sector Este frente al parque Ruiz Pineda y Av. 17 de Diciembre por la parte Oeste, siendo estos últimos sectores límites del aeropuerto, sin embargo, el acceso al área se tiene mediante una visita dentro del

lugar con previa autorización de las autoridades presentes por tratarse de una zona de seguridad. (Figura 2.5).



Figura 2.5 Trazado del canal del aeropuerto José Tomás de Heres (AutoCAD, 2008).

2.3 Caracterización del medio físico-natural

2.3.1 Geografía

Ciudad Bolívar consta de una superficie de 591 km², está localizada al sur del río Orinoco a aproximadamente 43 metros de altitud sobre el nivel medio del mar (n.m.s.m), en la parte más estrecha del río se encuentra el principal puerto fluvial del Este de Venezuela. El municipio Heres limita al Norte con el río Orinoco, al Sur con el municipio Raúl Leoni, al Este con los municipios Caroní y Piar, finalmente, al Oeste con el municipio Sucre (ver figura 2.6). Ciudad Bolívar, está constituido por las parroquias: Catedral, Agua Salada, Sabanita, Vista Hermosa, Marhuanta, José Antonio Páez, Orinoco, Panapana y Zea. (Figura 2.6).

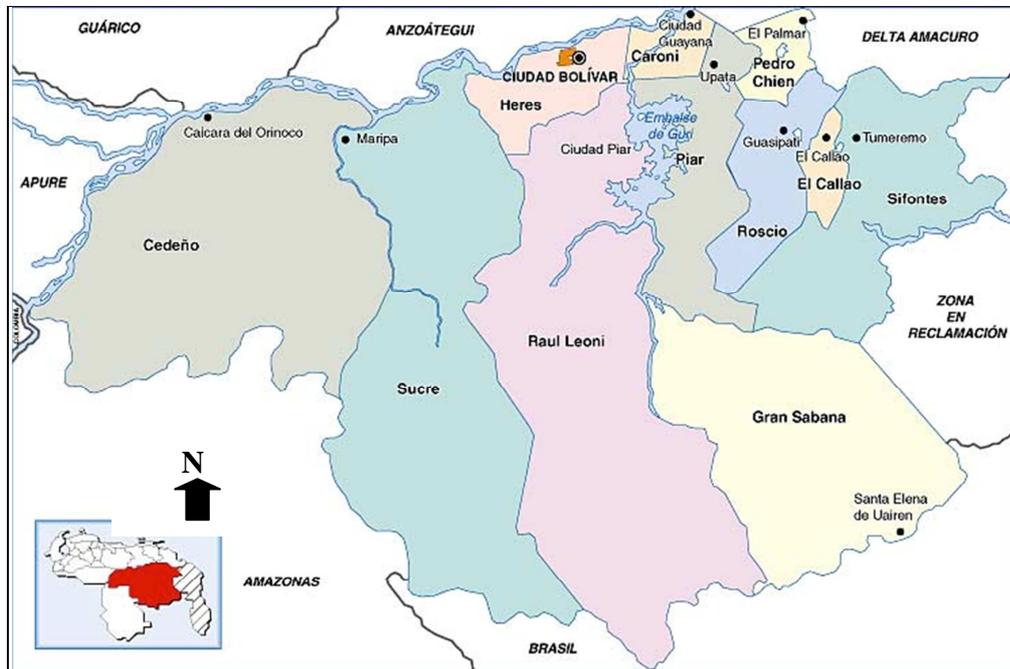


Figura 2.6 Límites de Ciudad Bolívar- estado Bolívar. (Internet,2010)

2.3.2 Geología

Ciudad Bolívar presenta una gran estabilidad tectónica, porque está ubicada sobre las rocas ígneas del Escudo Guayanés, que corresponden al Precámbrico, las formaciones geológicas más antiguas y estables de nuestro planeta. (J Gamboa, 1978).

Particularmente el área correspondiente al aeropuerto José Tomas de Heres esta constituida por un suelo de arena fina tal como se muestra en la figura 2.7.



Figura 2.7 Canal del aeropuerto José Tomas de Heres excavado en suelo arenoso (Julio, 2010).

2.3.3 Cobertura vegetal

En resumen, la vegetación es típica de la Guayana-Amazónica en el cual, vemos la vida de varios seres, tanto plantas como animales, entre los más importantes destacan principalmente: Mango (*Mangifera indica* L), Sarrapia (*Dipteryx punctata*), Apamate (*Tabebuia rosea*), Aceite (*Copaifera officinalis*) entre otros. Cabe destacar que la zona que corresponde al canal del aeropuerto José Tomas de Heres esta constituida principalmente por baja vegetación como el pasto tal como se muestra en la figura 2.8 (Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, 2009).



Figura 2.8 Cobertura vegetal tipo pasto en canal de drenaje (Agosto, 2010).

2.3.4 Clima

La caracterización climática se tomó de datos publicados en el proyecto de Inventario de los Recursos Minerales de la Región Guayana elaborado por (C.V.G. – TECMIN, 2003), tal como se mencionan a continuación:

2.3.4.1 Precipitación: la precipitación total media anual en la zona es de 1.160 mm, vale decir que la misma está caracterizada por un régimen unimodal de precipitación, durante el mes de Julio alcanza su máximo valor de 172.33 mm de precipitación promedio. Los días más lluviosos, así como en otras partes de Venezuela, ocurren entre los meses de Mayo y terminando en Octubre, siendo entre Noviembre y Abril

el periodo de mayor sequía, mientras que Febrero y Marzo los meses más secos del año. (Tabla 2.2).

Tabla 2.2 Precipitación media mensual (mm), (CVG Tecmin, 2003).

Estación	Ene	feb	Mar	Abr	May	Jun	jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
CVG-Tecmin 2003	24	31	19	53	168	166	172	160	110	93	61	20	1160

2.3.4.2 Temperatura: la temperatura media varía entre los 26 y los 30 °C, esta variedad climática está representada por las temporadas de lluvia y sequía, presentándose en altas y variadas formas, cuyos valores se reflejan a continuación. (Tabla 2.3).

Tabla 2.3 Temperatura media mensual (°C), (CVG-Tecmin 2003).

Estación	Ene	feb	Mar	Abr	May	Jun	jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
CVG-Tecmin 2003	30	31	33	34	34	32	22	33	34	34	33	32	29-33

2.3.4.3 Evaporación: la evaporación total media anual en el sitio de estudio es elevada durante todo el año, alcanza un promedio de 2600 mm y valores medios mensuales superiores a los 160 mm. (Tabla 2.4).

Tabla 2.4 Evaporación media mensual (mm), (CVG-Tecmin, 2003).

Estación	Ene	feb	Mar	Abr	May	Jun	jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
CVG-Tecmin 2003	169	187	239	260	262	170	174	184	196	207	209	161	2600

La mayor evaporación ocurre en los meses de Abril y Mayo, debido a las altas temperaturas, mayor cantidad de horas de brillo solar, baja humedad relativa, así como el sensible aumento de la velocidad del viento en ese periodo, el valor más bajo de la evaporación ocurre en Diciembre, observándose entre los meses de Junio y Julio una disminución de la evaporación.

2.3.4.4 Radiación Solar: la radiación solar media anual en el área de estudio es de 380 cal/cm².día, presenta una variación de dos tipos alcanzando sus máximos valores durante los meses de Marzo y Septiembre y otro en Octubre, mientras que los mínimos valores ocurren entre los meses de Diciembre – Enero y otro en el mes de Junio. (Tabla 2.5).

Tabla 2.5, Radiación solar media mensual (cal/cm².día), (CVG-Tecmin, 2003).

Estación	Ene	feb	Mar	Abr	May	Jun	jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
CVG-Tecmin 2003	366	380	409	395	388	369	395	405	215	365	345	315	380

2.3.4.5 Humedad Relativa: la humedad relativa media anual es de 37%, siendo Junio, Julio y Octubre los meses de mayor humedad, debido a las intensas lluvias, reflejando un valor de 48%, por otra parte durante el periodo entre Marzo y abril se registran valores más bajos de humedad ubicados en 35,69% - 39%. (Tabla 2.6).

Tabla 2.6, Humedad relativa media mensual (%), (CVG-Tecmin 2003).

Estación	Ene	feb	Mar	Abr	May	Jun	jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
CVG-Tecmin 2003	39	38	33	34	37	47	48	47	45	44	45	48	37

2.3.4.6 Velocidad media del viento: la velocidad media anual predominante, determinada a 0,65 metros sobre el suelo, es de 12 Km/h y su dirección prevaleciente es en sentido Este-Noreste (ENE). La velocidad del viento es menor de julio a octubre, con mínimo en agosto (8,0 Km/h), y se hace máxima durante el mes de marzo (16,5 Km/h).

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

En el siguiente capítulo se presentan los aspectos del marco referencial teórico y se desarrolla a través de los puntos correspondientes a los antecedentes de la investigación, bases teóricas y la definición de términos básicos.

3.1 Antecedentes de la investigación

Álvarez C (2005), en su trabajo de grado titulado: “Estudio hidrológico de una zona para el cálculo de alcantarillas” concluyó que el uso de cálculos hidrometeorológicos para el cálculo de avenidas es el procedimiento más empleado en la evaluación de crecidas de diseño. Ya que éstos son métodos que simulan el proceso lluvia - escorrentía y permiten obtener la crecida para un periodo de retorno determinado, como las generadas por la avenida máxima probable”. Esta investigación es de gran importancia para la presente ya que dentro del tema de estudio se aplicarán cálculos hidrometeorológicos como el caso de la aplicación de curvas de intensidad-duración-frecuencia con la cual se estiman los posibles caudales que se originan en las avenidas durante las lluvias para una duración y un determinado periodo de retorno.

Quintal y Velásquez (2009), en trabajo de grado titulado: “Estudio hidrológico para diseñar sistemas de drenajes transversales en el tramo vial las Cañas-Guanoco, municipio Benítez, estado Sucre” concluyeron que la delimitación de las cuencas con la cartografía en físico refleja líneas divisorias de acuerdo al comportamiento de las curvas de nivel, las cuales dan una idea de la dirección del flujo del agua hacia un punto de descarga que intercepta la trayectoria vial del tramo en estudio.

La sectorización de estas cuencas por medio herramienta de carta fijado como el AutoCAD® permite establecer los valores de las características fisiográficas de cada cuenca tipo, con una exactitud considerable en lo que se refiere al análisis de cuencas hidrográficas.

Morales y Ontón 2010 en su trabajo de grado titulado “propuesta de mejoramiento de la red de drenajes de aguas pluviales adyacentes al canal de cintura existente desde la progresiva 1+235 hasta la 2+554 en Ciudad Bolívar –Estado Bolívar” concluyeron que en las curvas I.D.F fueron posibles representar lluvias de duraciones inferiores a 1 h, a pesar de que fueron elaboradas con datos de precipitaciones superiores a 1h (1, 3, 6, 9 ,12 y 24) h, esto se debe a los métodos estadísticos aplicables a la hidrología, como fueron los métodos grafico y analítico. Estos dos métodos muestran curvas de tendencia que arrojan ecuaciones como el resultado de una regresión lineal múltiple.

Bases teóricas

3.2.1 Sistema de drenaje

En ingeniería y urbanismo, es el sistema de tuberías, sumideros o trampas, con sus conexiones, que permite el desalojo de líquidos, generalmente pluviales, de una población.

Los sistemas de drenajes pluviales se conocen con este nombre debido a que conduce el agua de lluvia a lugares donde se organiza su aprovechamiento. Este drenaje funciona gracias a la gravedad. Las tuberías se conectan en ángulo descendente, desde el interior de los predios a la red municipal, desde el centro de la comunidad hacia el exterior de la misma. Cada cierta distancia se perfora pozos de

registro o bocas de visitas verticales para permitir el acceso a la red con fines de mantenimiento.

Principalmente, el sistema de drenaje está compuesto por una red de canales que recogen y conducen las aguas a otra parte, fuera del área a ser drenada, impidiendo al mismo tiempo, la entrada de las aguas externas. Típicamente estos sistemas se hacen necesarios en los amplios estuarios de los grandes ríos y en los valles donde el drenaje natural es deficiente.

La red de canales debe ser periódicamente limpiada, eliminando el fango que se deposita en ellos y las malezas que crecen en el fondo y en los taludes, caso contrario muy fácilmente el flujo del agua se modificaría y se perdería la eficiencia del sistema.

Cuándo los terrenos que deben ser drenados están todos a una cota superior a la obra o recipiente donde se quiere llevar el agua drenada, se puede aprovechar la declividad natural del terreno y el sistema funciona perfectamente con la fuerza de la gravedad. Caso contrario deberá implementarse una estación de bombeo. (Gustavo A, 2003).

3.2.2 Origen de las aguas en un sistema de drenaje

Las aguas destinadas a ser conducida por sistemas de drenaje provienen de:

- a) Por escurrimiento superficial, la cual se produce cuando el caudal fluye sobre el terreno, pudiendo ser por aguas provenientes de las precipitaciones.
- b) Por la elevación del nivel freático, causado por el riego, o por la elevación del nivel de un río próximo.

c) Directamente precipitadas en el área.

3.2.3 Componentes del sistema de drenaje

Cada uno de los elementos que constituyen los sistemas de drenajes varía según su función y ubicación.

3.2.3.1 Canales interceptores: los canales interceptores reciben agua por una sola de sus orillas o márgenes. El caso más común es el de una ladera que vierte sus aguas de escorrentía sobre un área plana adyacente: el canal interceptor, trazado a lo largo de la divisoria entre la vertiente inclinada y la zona plana, recibe las aguas de escorrentía y conserva el área plana libre de estos caudales. Para el diseño del canal interceptor el caudal se incrementa a lo largo del recorrido, de manera que las dimensiones del canal aumentan en la dirección hacia aguas abajo. (Figura 3.1).



Figura 3.1 Canal interceptor de tierra. (Internet, 2010).

3.2.3.2 Canales recolectores: los canales recolectores reciben agua por sus dos márgenes; pueden ser corrientes naturales o canales artificiales. Los caudales de diseño y las capacidades de los canales se incrementan a lo largo del recorrido. (Figura 3.2).

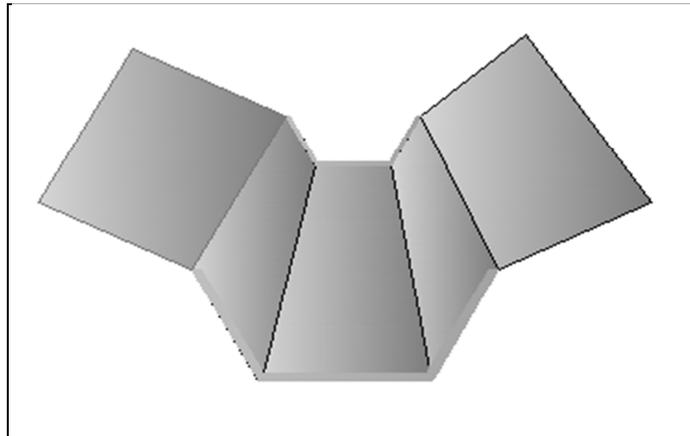


Figura 3.2 Canal recolector de sección trapecial.
(Autocad, 2010)

3.2.3.3 Cunetas, sumideros y alcantarillas: las cunetas son canales pequeños que se utilizan en combinación con los sumideros y las alcantarillas en los sistemas de drenaje de vías, aeropuertos, calles y patios. La localización de los sumideros limita las magnitudes de los caudales en las cunetas. Las alcantarillas son conductos cerrados, parcialmente llenos, que reciben los caudales de los sumideros en forma puntual a lo largo de su recorrido hasta el sitio de entrega del sistema de alcantarillado. (Figura 3.3).



Figura 3.3 Cuneta de concreto. (Abril, 2010)



Figura 3.4 Alcantarilla tipo cajón. (Abril 2010)

3.2.3.4 Estaciones de bombeo: en casos especiales se utilizan equipos de bombeo para drenar áreas bajas; las aguas bombeadas se entregan luego a un sistema principal de drenaje en forma puntual (Gustavo A, 2003).

3.2.4 Clasificación de los sumideros

Los sumideros se clasifican según sea su función, ubicación, material y dimensión de cada elemento que lo constituye.

3.2.4.1 Sumidero de ventana o acera: consiste en una abertura a manera de ventana practicada en el brocal o cara vertical de la acera, generalmente deprimida con respecto al brocal-cuneta o, si este no existe, a la calzada propiamente dicha. El sumidero posee además de la ventana, un canal lateral de desagüe, una tanquilla de recolección y una tubería de conexión con el colector respectivo. (Figura 3.5).



Figura 3.5 Sumidero de ventana (parte exterior). (Abril,2010)

I.N.O.S usa este tipo de sumideros, en tres longitudes de ventana de 1,50 m, 3,00 m y 4,50 m y con una depresión mínima de 2,50 cm.

El funcionamiento hidráulico de este sumidero es ineficiente, en particular cuando no existe la depresión o está ubicado en calles de pendiente pronunciada. Bolinaga, J, (1978) (p.84).

Las figura 3.6 muestra un sumidero tipo ventana con pendiente transversal igual a 2% y dimensiones mínimas de recubrimiento de concreto.

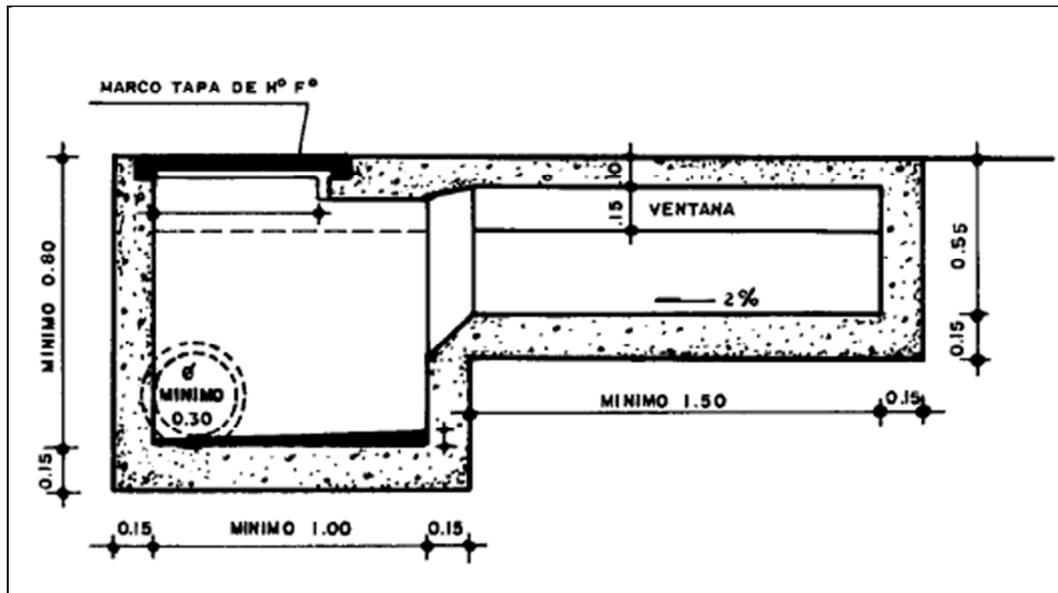


Figura 3.6 Detalle de sumidero de ventana. (Gaceta 3018,)

3.2.4.2 Sumidero de rejas en calzada: consisten en una tanquilla transversal a la vía y a todo lo ancho de ella, cubierta con rejas, con barras diagonales. Generalmente el ancho es de 0,90m. Se usan pletinas de 75x12 mm y un espaciamiento entre ella de 6 cm, centro a centro. (Figura 3.7).



Figura 3.7 Sumidero tipo calzada (parte exterior). (Abril, 2010).

Las recomendaciones para la utilización de este tipo de sumidero, a continuación:

El sumidero estándar, tipo INOS, se recomienda en caso que el área libre total para el paso del agua sea a cuatro veces la sección del colector de salida.

Utilizarlos preferentemente en calles o avenidas de pendientes pronunciadas (de un 3% o más)

No se deben utilizar sumideros deprimidos de rejillas cuando estos ocupen parte o la totalidad de la calzada.

Los barrotes deberán ser colocados paralelos a la dirección del flujo.

La dimensión mínima de las rejillas será de 0,90 m de largo por 0,60 m de ancho. La separación entre pletinas longitudinales será de 0,025 m, 0,035 m y 0,05 m según las necesidades. Se podrán dosar dos o más sumideros según sea necesario.- Arocha S (1999) (p. 226). (Figura 3.8).

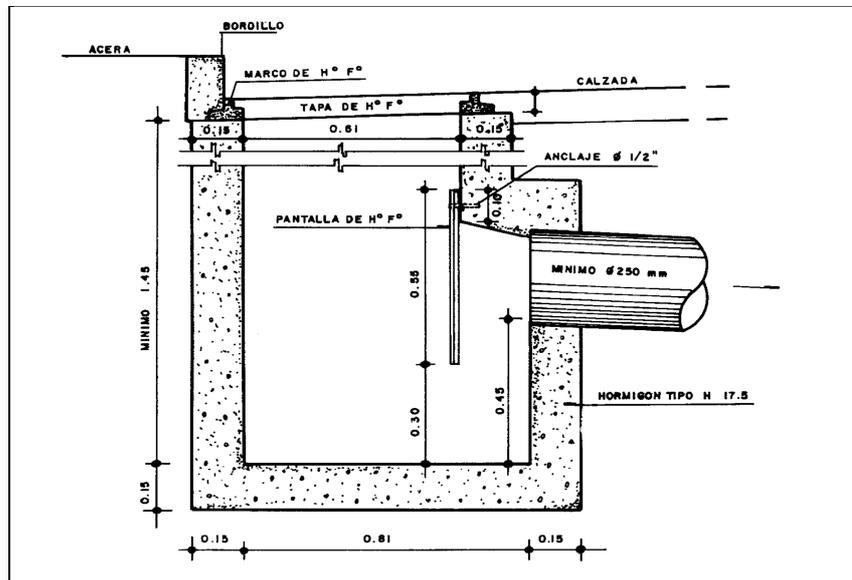


Figura 3.8 Sumidero tipo calzada. (Gaceta 3018)

3.2.4.3 Sumideros mixtos o combinados: como lo indica su nombre, este sumidero es una combinación de los dos anteriores, tratando de tomar de cada uno de ellos lo más positivo, es decir, mejorando la eficiencia del sumidero de ventana y reduciendo la ocupación de la calzada para el sumidero de rejas.

Un sumidero mixto está formado generalmente por una o dos rejas, un canal colector de desagüe combinado para rejas y ventanas, la tanquilla y la tubería de conexión al colector. En definitiva y de acuerdo a las virtudes y defectos de los dos sumideros base, se pueden hacer las siguientes recomendaciones tentativas:

- a) Utilizarlos donde serían en principio preferibles los sumideros de ventana, pero donde la eficiencia de captación de estos últimos sea menos del 75%.
- b) Utilizarlos preferentemente con una sola reja.

c) Es recomendable suponer un área efectiva del 67% del área neta total de la reja y la ventana. (Bolinaga. J, 1978, p. 91-92).

3.2.4.4 Sumideros especiales: además de los tres tipos generales descritos, existen sumideros especiales empleados en los siguientes casos:

a) Conexión de canales abiertos o cauces naturales.

b) Recolección de aguas superficiales provenientes de áreas extensas.

c) Conexión entre pequeños cauces naturales y colectores. (Bolinaga. J, 1978, p. 92).

3.2.5 Consideraciones en el diseño de canales de drenajes

Para dimensionar cada componente en los canales se debe tomar a nivel general las siguientes consideraciones:

a) El diseño de canales para conducción de aguas de drenaje debe aprovechar al máximo, la topografía del terreno con el fin de garantizar la conducción por gravedad, con un costo mínimo.

b) Cuando la diferencia de cotas entre los puntos inicial y final del canal es muy pequeña el diseño resulta en estructuras muy grandes con velocidades bajas y peligro de sedimentación.

c) De otro lado, diferencias muy grandes de nivel ocasionan el trazado de canales de gran pendiente, o requieren del diseño de estructuras de caída entre tramos de baja pendiente.

- d) Dependiendo de la topografía, del tipo de suelo y de las velocidades de flujo, los canales pueden ser excavados o revestidos. (Gustavo A, 2003).
- e) Cuando se trata de canales excavados en suelo natural se deberá realizar un estudio del mismo y de esta manera determinar sus propiedades físicas, este se puede realizar por medio de:

Análisis granulométrico (Método Mecánico): en este análisis granulométrico se intenta determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de granos presentes en una masa de suelo. Para obtener un resultado significativo la muestra debe ser estadísticamente representativa, como no es físicamente posible determinar el tamaño real de cada partícula independiente de suelo la práctica solamente agrupa los materiales por rangos de tamaños. Para lograr esto se obtiene la cantidad de materiales que pasa a través de un tamiz con una malla dada pero que es retenido en un siguiente tamiz cuya malla tiene diámetros ligeramente menores al anterior y se relaciona esta cantidad retenida con el total de la muestra pasada a través de los tamices.

Los tamices son mallas hechas de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían desde 101,6 mm (4") en la serie más gruesa hasta el número 400 (0,038 mm) en la serie correspondiente a suelo fino. El tamiz N° 200 (0,075) es el tamiz más pequeño en la práctica. Todos los sistemas de clasificación utilizan este tamiz como un punto divisorio, ya que las clasificaciones se basan generalmente en términos de la cantidad retenida o la cantidad que pasa a través del mismo tamiz.

La información obtenida en el análisis granulométrico se presenta en forma de curva, para poder comparar suelos y visualizar fácilmente la distribución de los tamaños de los granos presentes. Los suelos típicos que contienen partículas que varían entre tamaños de 2,00 mm y 0,075 mm se consideran pequeñas, por lo cual

sería necesario recurrir a una escala muy grande para poder dar el mismo peso y precisión de la lectura de todas las medidas, es necesario recurrir a una representación logarítmica para los tamaños de partículas.

Representación gráfica del análisis granulométrico: la forma más práctica y conveniente para representar el análisis granulométrico, es por medio de un gráfico semi-logarítmico, en el que las abscisas, representen el logaritmo del diámetro (mm) de las partículas, la ordenada izquierda, el porcentaje en peso que pasa a través de los tamices y la ordenada derecha el que queda retenido en éstos.

Una de las ventajas más importantes de la representación semi-logarítmica estriba en que las curvas granulométricas de suelos de igual uniformidad, tienen formas idénticas, cualquiera sea el tamaño medio de sus partículas, y además la distancia horizontal entre dos curvas de la misma forma es igual al logaritmo de la relación entre los tamaños medios de los granos de los suelos representados.

Clasificación de los suelos: la clasificación de los suelos constituye una herramienta altamente efectiva a la hora de darle una denominación técnica, a cualquier tipo de muestra que nos sea designada a estudiar.

Un sistema de clasificación de los suelos no es más que una unificación de ciertos parámetros concordantes en torno a las características de los mismos, de forma tal que puedan establecerse condiciones estándares que simplifiquen los procedimientos de estimación de las propiedades de un suelo y por ende, de su posible comportamiento. En la actualidad existen muchos modelos que permiten establecer una clasificación de suelos, cada uno con aspectos convergentes, y por tanto, unos mejores que otros. El más conocido es el Sistema Unificado de la Clasificación de los suelos; pero además se tiene también, el del Sistema de la Agencia Federal de Aviación (FAA), el Sistema del Departamento de Agricultura de

los Estados Unidos (USDA), el de la Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transportes (AASHTO), entre otros (Bowles, 1981).

Sistema AASHTO: Este método define:- Grava: material que pasa por 80 mm y es retenido en tamiz de 2; b) Arena gruesa: material comprendido entre 2 mm y 0.5 mm; c) Arena fina: material comprendido entre 0,5 y 0,08 mm. Y d) Limo arcilla: material que pasa por tamiz 0,08 mm. (Bowles, 1981).

El término material granular se aplica a aquellos con 35% o menos bajo tamiz 0,08 mm; limoso a los materiales finos que tienen un índice de plasticidad de 10 o menor; y arcilloso se aplica a los materiales finos que tienen índice de plasticidad 11 o mayor. Materiales limo arcilla contienen más del 35% bajo tamiz 0,08 mm. Cuando se calcula índices de grupo de los subgrupos A-2-6 y A-2-7, use solamente el término del índice de plasticidad de la fórmula. (Bowles, 1981).

Cuando el suelo es NP o cuando el límite líquido no puede ser determinado, el índice de grupo se debe considerar (0). Si un suelo es altamente orgánico (turba) puede ser clasificado como A-8 sólo con una inspección visual, sin considerar el porcentaje bajo 0,08 mm, límite líquido e índice de plasticidad. Generalmente es de color oscuro, fibroso y olor putrefacto. (Bowles, 1981). (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Clasificación de los suelos según AASHTO. (Bowles, 1981).

Clasificación General	Materiales Granulares (35 % o menos del total pasa el tamiz No. 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35 % del total pasa el tamiz No. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 ^a A-7-6
Porcentaje de material que pasa el tamiz No. 10	50 max										
No. 40	30 max	50 max	51 min								
No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Características de la fracción que pasa el tamiz No. 40											
Límite Líquido, w_L				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice Plástico, I_p	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
Índice de Grupo ^b	0		0	0			4 max	8 max	12 max	16 max	20 max

Cuando se realiza un análisis de tamizado y se traza la curva granulométrica. Cuando menos del 12% pasa la malla No. 200, es necesario obtener C_c y C_u para establecer si el suelo es bien o pobremente gradado. Cuando más del 12% pasa la malla No. 200, el C_u y C_c no tiene significación y solo se emplean los límites de Atterberg para clasificar el suelo. (Bowles, J.E. 1981).

Tamaño de las partículas: Los diferentes tamaños de las partículas del suelo, utilizadas en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, se determinaran por el método del tamizado, y pueden ser definidas según lo indica la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Tamaño de las partículas (Lambe, William y Whitman Robert, 2001).

Piedra	> 3"
< 3" Grava gruesa	> $\frac{3}{4}$
< $\frac{3}{4}$ Grava fina	> N° 4
< N° 4 Arena gruesa	> N° 10
< N° 10 Arena media	> N° 40
< N° 40 Arena fina	> N° 200
Limo y arcilla	< N° 200

3.2.6 Geometría de canal hidráulico

La sección transversal de un canal natural es generalmente de forma muy irregular y variable durante su recorrido. Los canales artificiales generalmente se diseñan con formas geométricas regulares como la trapezoidal, rectangular, triangular y parabólica cuando se trata de secciones abiertas; cuando es cerrada la circular, rectangular y de herradura son las predominantes.

3.2.6.1 Canal de sección trapecial: el trapecio es la forma más común para canales con bancas en tierra sin recubrimiento, debido a que proveen las pendientes necesarias para estabilidad. (Chow T, 1994 p. 20). (Figura 3.9).

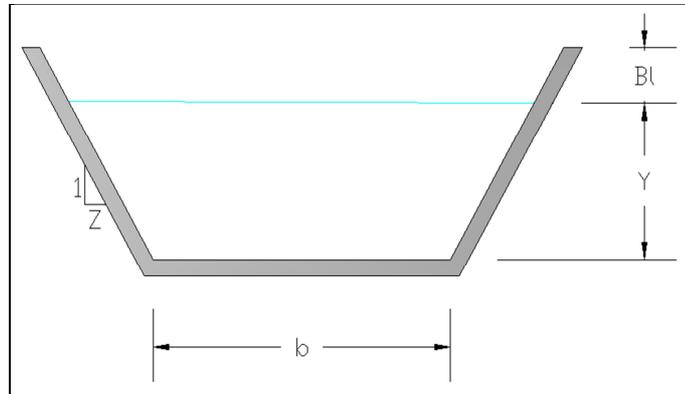


Figura 3.9 Canal de sección trapecial.

3.2.6.2 Canal de sección rectangular: el rectángulo tiene lados verticales, por lo general se utiliza para canales construidos con materiales estables, como mampostería, roca, metal o madera. (Chow T, 1994 pp. 20-21). (Figura 3.10).

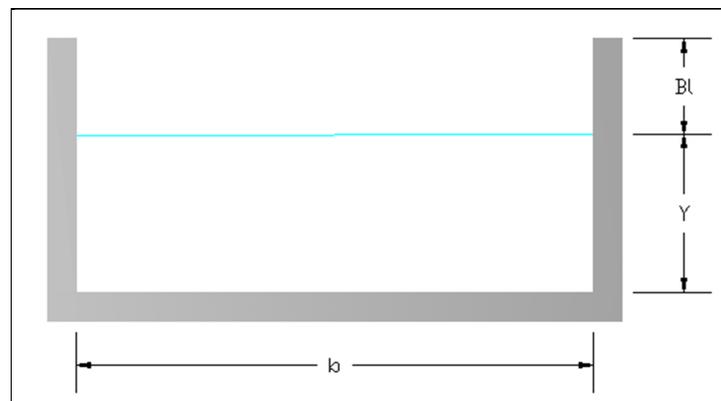


Figura 3.10 Canal de sección rectangular.

3.2.6.3 Canal de sección triangular: la sección triangular sólo se utiliza para pequeñas acequias, cunetas a lo largo de carreteras y trabajos de laboratorio. (Figura 3.11).

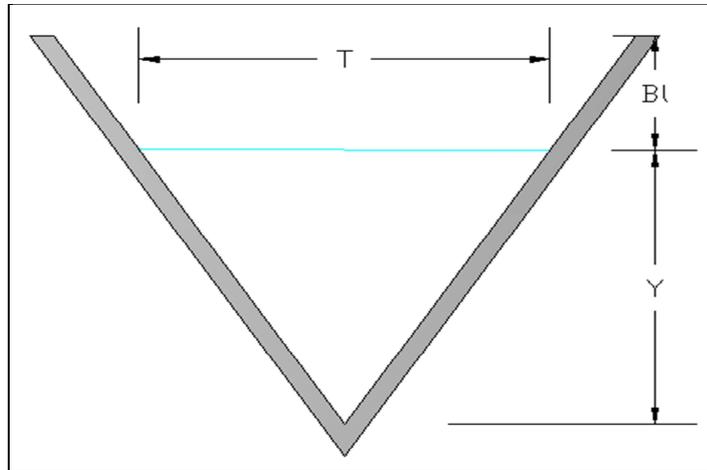


Figura 3.11 Canal de sección triangular.

3.2.6.4 Canal de sección circular: el círculo es la sección más común para alcantarillados y alcantarillas de tamaños pequeño y mediano. (Figura 3.12).

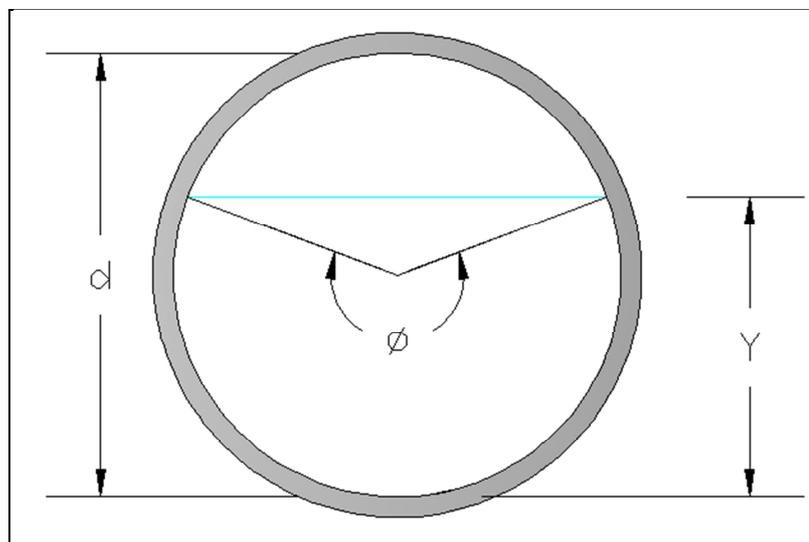


Figura 3.12 Canal de sección circular.

3.2.6.5 Canal de sección parabólica: la parábola se utiliza como una aproximación a secciones de canales naturales de tamaños pequeño y mediano. (Chow T, 1994 p. 21). (Figura 3.13).

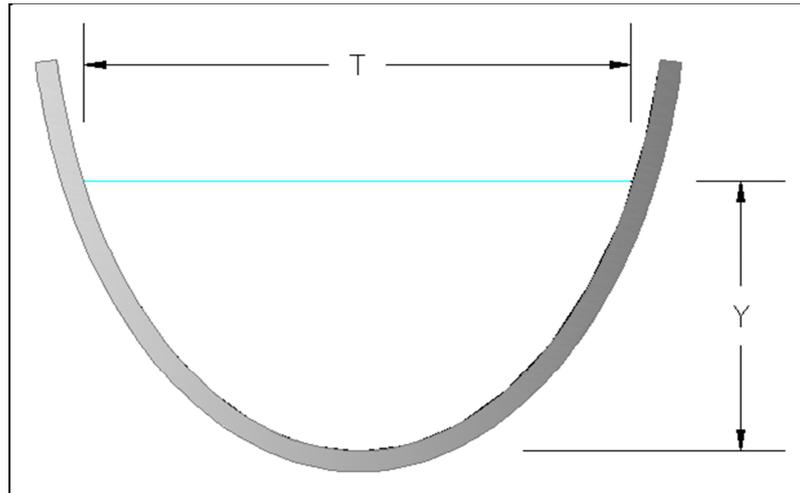


Figura 3.13 Canal de sección parabólica.

Tabla 3.3 Relaciones geométricas de las secciones transversales más frecuentes (Harve C, 2009).

Sección	Área hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$\frac{(\text{sen}\frac{\theta}{2})D}{2\sqrt{y(D-y)}}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

3.2.7 Clasificación de los canales según el material

Existen diversos materiales que recubren la sección transversal de un canal hidráulico, a nivel general estos se clasifican en excavados y revestidos.

3.2.7.1 Canales excavados: el diseño de los canales excavados está limitado por las velocidades de flujo, la carga de sedimentos y las filtraciones hacia terrenos adyacentes a través del fondo y las orillas. En terrenos erosionables los canales excavados terminan siendo similares a las corrientes naturales al cabo del tiempo, porque pierden su geometría inicial por causa de los procesos de agradación, socavación y ataque contra las márgenes. (Figura 3.14).



Figura 3.14 Canal excavado en suelo natural. (Abril, 2010).

3.2.7.2 Canales revestidos: los canales revestidos permiten velocidades altas, disminuyen las filtraciones y requieren de secciones transversales más reducidas que los anteriores. Sin embargo, su costo y su duración dependen de la calidad del revestimiento y del manejo adecuado que se dé a las aguas subsuperficiales. Los materiales de revestimiento pueden ser arcilla, suelo-cemento, ladrillo, losas de concreto simple o reforzado, piedra pegada, etc. (Figura 3.15).



Figura 3.15 Canal revestido de concreto. (Agosto,2010).

3.2.8. Dimensionamiento de los canales

El dimensionamiento de los canales se hace mediante la aplicación de fórmulas convencionales de flujo a superficie libre, teniendo en cuenta los aumentos de caudal en la dirección aguas abajo, las pendientes de los tramos y los remansos que se generan con los cambios de pendiente y con la localización de estructuras de caída, o de cruce con obras civiles, por ejemplo con vías o con otros canales.

Para la relación entre caudal y nivel en secciones dadas del canal se utiliza la ecuación de Manning, en la forma:

$$Q = \frac{1}{n} * A * Rh^{2/3} * S^{1/2} \quad (3.1)$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m³/s

At = Área transversal del flujo en m²

Rh = Radio hidráulico en m

n = Coeficiente Manning de rugosidad es un valor empírico.

S = Pendiente, m/m, se obtienen los datos para calcularlo mediante levantamiento topográfico, dichos datos son: la cota del terreno y la longitud del mismo.

El coeficiente de Mannig es desarrollado mediante pruebas de laboratorio del flujo a través de un tubo de gravedad. El coeficiente no posee dimensiones y refleja la rugosidad interna de las paredes del tubo. Este valor varía en cada material. (Gustavo A, 2003).

$$Rh = \frac{At}{Pm} \quad (3.2)$$

Donde:

Rh = Radio hidráulico en m.

At = Área transversal del flujo en m².

Pm = Perímetro mojado en m.

$$S = \frac{C_i - C_f}{L} \quad (3.3)$$

Donde:

S = Pendiente m/m.

C_i = Cota inicial en m.

C_f = Cota final en m.

L = Distancia entre cotas en m.

Una vez obtenida las distancias y cotas mediante el levantamiento topográfico en relación al cálculo de la pendiente media, se puede utilizar este método para pendientes promedio en cauces naturales. Propuesta por Taylor y Schwarz.

$$S = \left(\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}} \right)^2 \quad (3.4)$$

Donde:

S = Pendiente media del cauce principal m/m.

L₁, L₂ ...L_i = Longitud de cada tramo en m.

S₁, S₂...S_i = Pendiente correspondiente a cada tramo en m/m.

L = Longitud total del cauce principal en m.

Cuando las secciones están compuestas de distintos materiales su coeficiente de rugosidad se promedia mediante la ecuación 3.5.

$$n_p = \frac{\sum n_i * p_i}{\sum p_i} \quad (3.5)$$

Donde:

n_p = Coeficiente de rugosidad promedio.

n_i = Coeficiente de cada material

P_i = Perímetro de cada material.

3.2.9 Información necesaria en un proyecto de drenaje

La información necesaria para elaborar un plan rector básico, depende de la complejidad del problema a resolver y de la extensión que él abarque; por lo tanto las indicaciones que se dan en los apartes siguientes, sólo deben ser tomadas como pautas generales.

3.2.9.1 Topografía: las cartas en escalas 1:100.000 y 1:25.000, son suficientes para los estudios referentes a las cuencas hidrográficas extraurbanas, que sean áreas tributarias del drenaje primario. Si existiese el caso de cuencas de gran extensión, la escala de 1:250.000 sería también adecuada. Cuando no existan las cartas referidas, deberá recurrirse al menos a planos hidrográficos que permitan delimitar apropiadamente las diferentes cuencas.

En el área propiamente urbana lo más recomendable es disponer de planos al menos en escala 1:5.000 con curvas de nivel de cinco en cinco metros para ciudades de topografía accidentada, y de dos en dos metros para ciudades planas. En el caso de ciudades grandes, pueden ser suficientes escalas 1:10.000.

Debe disponerse de una nivelación a lo largo de los cauces naturales, con secciones transversales en sitios notables e indicaciones de las estructuras existentes (puentes, pontones, alcantarillas, canalizaciones, etc.), pues ella es indispensable para determinar las planicies inundables.

Cuando se haga uso de facilidades de almacenamiento, puede ser necesario el levantamiento del vaso a escala 1:10.000 ó 1:5.000; sin embargo; las cartas 1:25.000 son por lo general suficientes para hacer una estimación preliminar. Es necesario a este nivel un levantamiento de los sitios de presa, en escalas variables según el caso, de 1:250 a 1:1.000.

Resulta conveniente disponer de fotografías aéreas de las áreas bajo estudio, las cuales son de gran utilidad para los estudios fotogeológicos, para la delimitación de planicies inundables y para precisar el uso de la tierra.

Sin embargo, resulta a veces conveniente estudiar la posibilidad, con el fin de economizar recursos, de ejecutar desde el comienzo levantamientos topográficos a escalas suficientes, para cumplir con varios objetivos, tales como elaboración de planes complementarios y planes de desarrollo urbano. Esto es generalmente factible cuando se realizan levantamientos aerofotogramétricos de áreas urbanas.

3.2.9.2 Estudio hidrológico: el objetivo final de un estudio hidrológico de un plan rector básico, es estimar los gastos en diversos puntos del complejo de colectores del drenaje primario, son los cauces naturales y los conductos artificiales cuya principal función es la básica.

La información que se recolecta para desarrollar un estudio hidrológico comprende los siguientes aspectos:

3.2.9.3 Hidrometeorología: las necesidades de información hidrometeorológica están íntimamente ligadas a los métodos seleccionados para realizar los estudios correspondientes, y éstos a su vez a la disponibilidad de datos, pero en líneas generales puede darse la siguiente guía:

- ❖ Pluviométrica: datos de las estaciones, especialmente de las pluviográficas existentes en las cuencas tributarias urbanas y extraurbanas conexas, o en su defecto, los registros de estaciones ubicadas en áreas cercanas, particularmente en aquellas de características climáticas más parecidas y con topografía, suelos y vegetación más similares. Esta información es necesaria para las duraciones de las precipitaciones más cortas posibles.
- ❖ Fluviométricas: datos sobre las estaciones sobre los ríos y quebradas que afectan el sistema primario, o en su defecto, los ríos y quebradas de características similares. Estos deben ser de gastos instantáneos.
- ❖ Climatología general: en algunos casos es también necesaria la información sobre evotranspiración y temperaturas. Estos datos son imprescindibles cuando se utilizan modelos de simulación.

3.2.9.4 Geotecnia y suelos: salvo que se presuma existan condiciones geológicas y de suelos muy especiales, a nivel de plan rector básico, sólo se hace necesario un reconocimiento de los ríos y quebradas. Sólo si se presume condiciones muy desfavorables habría que realizar reconocimientos más detallados en sitios tales como canales o asientos de posibles estructuras. Sin embargo, si se prevé la necesidad de obras de embalse son necesarios, aún a este nivel, estudios más detallados, particularmente sobre sitios de presas.

3.2.9.5 Drenajes existentes: a nivel de plan rector básico se precisa disponer de información relativa a los drenajes primarios existentes, es decir, embalses, colectores, canalizaciones, puentes, alcantarillas y similares. En algunos casos, se hará imprescindible una labor catastral de campo.

3.2.10 Delimitación de planicies y áreas inundables

De acuerdo al estudio hidrológico, pueden delimitarse las planicies y áreas inundables para cada alternativa propuesta. A nivel de plan rector básico como áreas inundables, sólo es necesario identificar aquellas de aguas estancadas.

La delimitación de planicies inundables no debe confundirse con el cálculo de la mancha de inundación ocasionada por una determinada crecida en un lugar dado, sino con la envolvente de todas las manchas de crecidas de igual frecuencia para los diferentes lugares escogidos. Este hecho significa que se hará necesario como primer paso calcular para todos los gastos correspondientes a los sitios mencionados la mancha de inundación; es decir, los perfiles de agua como segundo paso, deberán superponerse todas las manchas y trazar la envolvente de ellas. (Bolinaga J, 1979 pp. 33-35).

3.2.11 Factores que influyen en la formación de los caudales

Son básicamente dos, factores de lluvias (duración, intensidad, frecuencia, período de retorno y variación temporal) y factores de la cuenca (morfometría) tales como se muestran a continuación:

3.2.11.1 Duración (t): es el período de análisis. Las lluvias de corta duración, conocidas también como tormentas, son eventos que por lo general tienen duraciones entre 5 minutos y 24 horas, y se utilizan para el cálculo de crecientes.

3.2.11.2 Intensidad (I): se define como el volumen de precipitación por unidad de tiempo. Se expresa en milímetros por hora (mm/h) la altura de agua caída recogida en una superficie plana de 1 m^2 y medida en milímetros. Un milímetro de agua de lluvia equivale a 1 litro de agua por m^2 , que es otra forma de medir la cantidad de agua de lluvia. Su valor depende, para una zona dada, del período de retorno considerado y de la duración de las lluvias intensas (chaparrón) igual al tiempo de concentración. Cada zona tiene su registro de curvas de intensidad-duración-frecuencia para tomar este valor.

Según la Organización Meteorológica Mundial las lluvias se clasifican respecto a la cantidad de precipitación por hora (mm/h):

Débiles: cuando su intensidad es $\leq 2 \text{ mm/h}$.

Moderadas: $> 2 \text{ mm/h}$ y $\leq 15 \text{ mm/h}$.

Fuertes: $> 15 \text{ mm/h}$ y $\leq 30 \text{ mm/h}$.

Muy fuertes: $> 30 \text{ mm/h}$ y $\leq 60 \text{ mm/h}$.

Torrenciales: $> 60 \text{ mm/h}$.

3.2.11.3 Frecuencia (f): es una medida de la probabilidad de ocurrencia de eventos mayores o iguales que el que se analiza. Generalmente se relaciona con el período de retorno (T_r). Por ejemplo, el aguacero que tiene una frecuencia del uno por mil tiene una probabilidad de ser igualado o excedido una vez cada mil años en promedio. Para este aguacero el período de retorno es de mil años.

3.2.11.4 Periodo de retorno (Tr): también llamado intervalo de recurrencia, es el intervalo promedio en años, entre acontecimientos, que igualan o exceden una magnitud dada, también es el inverso de la probabilidad de excedencia.

3.2.11.5 Variación temporal, o patrón: está representada por el histograma de la lluvia. La duración del aguacero se divide en "n" intervalos iguales, y a cada intervalo le corresponde una parte de la precipitación total.

La variación anual de las precipitaciones se da en el ámbito de un año, en efecto, siempre hay meses en que las precipitaciones son mayores que en otros. Para poder evaluar correctamente las características objetivas del clima, en el cual la precipitación, y en especial la lluvia, desempeña un papel muy importante, las precipitaciones mensuales deben haber sido observadas por un período de por lo menos 20 a 30 años, lo que se llama un período de observación largo.

3.2.11.6 Morfometría: se refiere a las características físicas de la cuenca vertiente. Las principales son el área, la longitud del cauce principal, la forma, la pendiente del cauce, y la pendiente de la ladera. (Gustavo A, 2003).

3.2.12 Influencia del área tributaria en el caudal

De acuerdo a algunos técnicas tales como el método directo , el método Soil Conservation , el método de área efectiva , el método Service (SCS), el método racional, el método de Chow, e hidrograma triangular se pueden a llegar a resultados que indiquen el gasto máximo generado por las aguas pluviales en las zonas donde se llevara a cabo el estudio hidrológico; sin embargo por razones de practicidad solo se aplicarán los tres últimos al área a evaluar.

3.2.12.1 Método directo: este método, por ser sólo aplicable a aquellas áreas donde existen registros de escurrimientos, se descarta no solamente para las áreas netamente urbanas, sino también en muchas otras cuencas. El método consistiría en seleccionar de los registros los gastos máximos instantáneos para cada año.

3.2.12.2 Método del Soil Conservation Service (SCS): el método SCS es un procedimiento empírico desarrollado por hidrólogos del SCS, con base a numerosos datos de cuencas experimentales en los Estados Unidos, con áreas de hasta 2600 km², para estimar la esorrentía directa, basándose en la precipitación ocurrida y las condiciones de la cuenca.

3.2.12.3 Método del Área Efectiva: este método tiene una base en otros tres: en el C.O. Clark, en el denominado sumidero y y en el periodo de método racional antes descrito (Bolinaza 1979). Se recomienda su uso en Zonas Urbanas hasta 500ha (50km²) y duraciones de lluvia superiores a las permitidas por Método Racional (30min), pues este método a eliminar dos de la limitaciones básicas del Método Racional: el área a cubrir y la uniformidad de la lluvia de tiempo y en el espacio. Para ello, se supone que no toda el área contribuye al mismo tiempo sino en aéreas efectivas parciales, que se determinan en base al tiempo de uniformidad de la lluvia. La aplicación de método será como se detalla a continuación:

Delimitación del área efectiva: el criterio de delimitación es el de unir, mediante líneas isócronas, puntos de igual tiempo de concentración hasta el sitio deseado. La separación entre isócronas (t_i) debe ser tal que todas las áreas efectivas sean iguales o menores de 200 ha: además. t_i debe ser igual o menor que el intervalo de intensidad de lluvia uniforme (t_u) y este intervalo (t_u) generalmente se recomienda que no sea mayor de 15 o 20 minutos. La separación de isócronas no tienen que ser igual, es decir, puede haber valores de t_i diferentes. Esta últimas circunstancias permiten adaptar las áreas efectivas a las condiciones topográficas y de coberturas vegetal,

simplificando así la selección del coeficiente de escurrimiento. Puede, así mismo, subdividirse el área efectiva contenidas entre dos isócronas en área efectiva más pequeñas, mediante curvas de sentido general aproximadamente normal a las isócronas, logrando en esta forma una adaptabilidad todavía mayor. Al practicarse estas subdivisiones adicionales debe tenerse cuidado con las divisorias de aguas.

Determinación del diagrama de lluvia: para la selección de este diagrama debe elegirse un valor de T_u lo suficientemente pequeño como para que la intensidad de la lluvia sea uniforme.

Puede en este caso adoptarse un diagrama de lluvia de diferentes para cada área efectiva en particular. Esto es aconsejable si la cuenca es relativamente grande y cuando se dispone de información pluviométrica adecuada, por ejemplo, un análisis de tormentas, o bien, más de una estación representativa. Sin embargo, no debe olvidarse que las curvas de Intensidad – Frecuencia – Duración correspondiente a valores puntuales; que, sobre todo para duraciones cortas, no son representativos sino de áreas relativamente reducidas; por ello habrá que tomar las previsiones necesarias para reducir las lluvias puntuales a lluvias sobre áreas. Generalmente, si el área que va a ser representada por la estación no es mayor de 500 ha (5km^2), puede desprejarse la reducción referida

3.2.12.4 Método racional: desarrollado en el año de 1889, pero por su sencillez todavía se sigue utilizando. Este método presenta una serie de limitaciones en la que muchos autores recomiendan su uso para áreas pequeñas, debido que su aplicación en áreas grandes da valores muy elevados con respecto al verdadero. Es por esta razón que es muy empleado en el diseño de colectores pluviales, además de su simplicidad, partir de los resultados arrojados ofrece una dimensión segura para su funcionamiento, sin embargo, puede llegar a ocasionar sobre diseño, los cuales generarían costos excesivos. (Franceschi A, Luis 1984) recomienda su aplicación

para el caudal de diseño de drenaje urbano y rural en cuencas cuyo valor no supere 200 Ha, mientras la norma 5.318 (aplicada a la ingeniería civil) recomienda su uso hasta 500 Ha para el diseño de colectores pluviales. Mediante la ecuación 3.6 se estiman los gastos aportados por la cuenca, es por esta razón que se hará una comparación con otros métodos aplicados en el cálculo de caudales pluviales.

$$Q = 2,78 * C * I * A \quad (3.6)$$

Donde:

Q = Gasto máximo (lps).

C = Coeficiente de escurrimiento.

I = Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/h.

A= Área de la cuenca drenada, en Ha

3.2.12.5 Limitaciones del método racional: 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 misma intensidad al mismo tiempo sobre toda el área tributaria. Esto es prácticamente valido 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.

4. El coeficiente de escorrentía es constante, lo cual es solo cierto para áreas impermeables.
5. Supone que el gasto calculado tiene la misma frecuencia de la precipitación, lo cual es más cierto en áreas impermeables, donde las condiciones previas de humedad del subsuelo no influyen significativamente en la escorrentía. (Bolinaga j, 1979 p. 144).

3.2.12.6 Secuencia de aplicación del método racional: En la aplicación del diseño de sistemas de drenajes urbanos se siguen los siguientes pasos:

- 1) Se estima el tiempo de concentración mediante la ecuación 3.7

$$T_C = T_{CS} + T_t \quad (3.7)$$

Donde:

T_C = Tiempo de concentración en min.

T_{CS} = Tiempo de concentración sobre las superficies naturales en min.

T_t = Tiempo de traslado a través de los colectores en min.

- 2) Según el tiempo de concentración se escoge la intensidad de lluvia mediante las curvas I.D.F. del sector en estudio.

- 3) Se pondera el coeficiente de escorrentía mediante la ecuación 3.8.

$$C_p = \frac{C_1 * A_1 + C_2 * A_2 + \dots + C_i * A_i}{A_1 + A_2 + \dots + A_i} \quad (3.8)$$

Donde:

C = Coeficiente de escurrimiento promedio.

C1, C2,..Ci = Coeficientes de escurrimiento de cada una de las superficies por drenar que conforman la cuenca de estudio.

A1, A2,..Ai = Áreas parciales que integran la cuenca de estudio.

4) Se aplica la fórmula general del método.

Tabla 3.4 Coeficiente de escorrentía (C) (Chow, 1988).

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas urbanas							
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Cemento, tejados	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97	1,00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
<i>Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
Pendiente media (2-7%)	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente alta (> 7%)	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
<i>Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Pendiente media (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente alta (> 7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Pendiente media (2-7%)	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente alta (> 7%)	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58

En caso de cuencas de cauces naturales, aunque fuera de la recomendación de aplicabilidad se ha utilizado la fórmula desarrollada por el California Culvert Practice, esencialmente es la ecuación de Kirpich, desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (U.S .Bureau of Reclamation, 1973, pp. 67-71). (Ecuación 3.9).

$$T_{cs} = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (3.9)$$

Donde:

T_{CS} = Tiempo de concentración sobre la superficie natural en min.

L = Longitud del cauce principal en m.

H = Diferencia de elevación entre los extremos del cauce principal en m.

La Federal Aviation Administration desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers, el método tiene como finalidad el ser usado en problema de drenajes de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas. (Ecuación 3.10).

$$T_c = 1.8(1,1-C)L^{\frac{0,5}{S^{0,33}}} \quad (3.10)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en min.

C = Coeficiente de escorrentía del método racional.

L = Longitud del flujo superficial en pies.

S = Pendiente de la superficie en %.

El método de Kirpich 1940 fue desarrollado a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar por 0,2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas. (Ecuación 3.11).

$$T_c = \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (3.11)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (horas)

L = Longitud del cauce principal hasta la divisoria (km)

S = Pendiente entre la máxima y mínima elevación m/m

El tiempo de traslado a través de los colectores se calcula mediante la ecuación 3.12.

$$T_t = \frac{L}{V * 60} \quad (3.12)$$

Donde:

T_t = Tiempo de traslado a través de los colectores en min.

L = Longitud del colector en m.

V = Velocidad media del colector en m/s.

La velocidad media del colector se determina mediante la ecuación 3.13.

$$V = \frac{Q_d}{A_t} \quad (3.13)$$

Donde:

V = Velocidad media del colector en m/s.

Q_d = Caudal de diseño del colector en m^3/s .

A_t = Sección transversal del colector en m^2 .

3.2.12.7 Método de Chow: Chow (Suarez, 1993) desarrolló un método que permite calcular el caudal pico de la creciente de diseño, y es aplicable a cuencas no urbanas con áreas menores a 25 km² (2500 Ha), por lo que cubre aquellas cuencas con áreas mayores al límite de la aplicación del Método Racional. La ecuación es fundamental en este método es:

$$Q_p = \frac{0,278 * Pe * A * Z}{T_{11}} \quad (3.14)$$

Donde:

Q_p = Caudal pico de la creciente m³/s.

Pe = Lluvia efectiva en mm.

A = Área de la cuenca en km².

$T_{11} = T_c$ = Duración de la lluvia en h.

Z = Factor de reducción del pico.

$$T_1 = 0,005 * \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,64} \quad (3.15)$$

Donde:

T_1 = Tiempo de retardo en h.

L = Longitud del cauce principal en m.

S = Pendiente del cauce principal en %. T_1

Se debe buscar la relación $\frac{T_{11}}{T_1}$ a partir de la figura de la figura 3.16 se determina el factor Z .

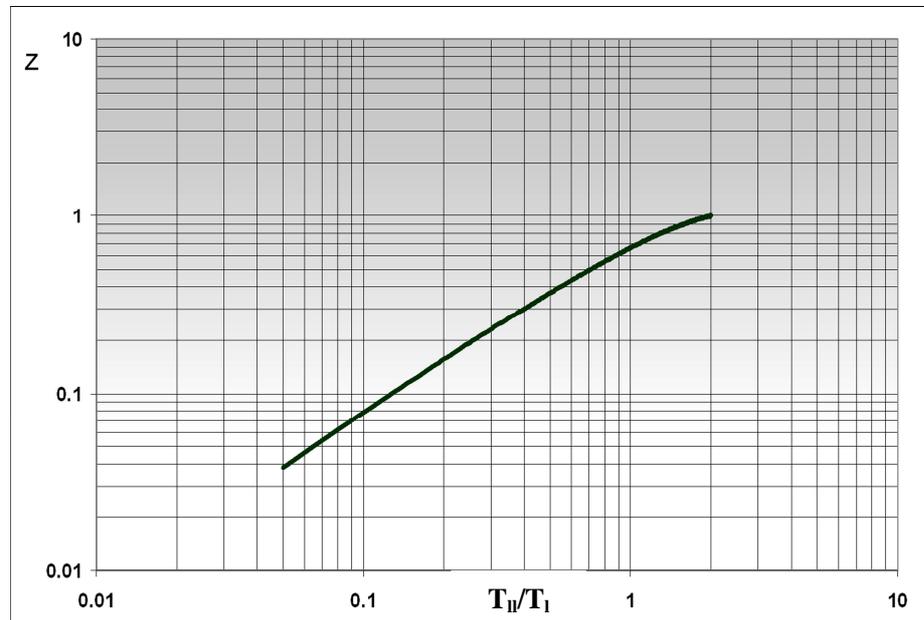


Figura 3.16 Factor de reducción del pico (Método de Chow).

La lluvia efectiva se determina mediante la fórmula 3.14.

$$Pe = I * C * Tc \quad (3.16)$$

Donde:

Pe = Lluvia efectiva en mm.

I = Intensidad de lluvia en mm/h.

C = Coeficiente de escorrentía.

Tc = Tiempo de concentración en h.

3.2.12.8 Método del Hidrograma Triangular: si las condiciones de área y de duración de las lluvias del método racional son sobrepasadas, puede utilizarse este método desarrollado por MOCKUS (Suarez, (1993)) en base a mediciones en una serie de cuenca de los Estados Unidos. Guilarte (1973) como resultado del análisis de 22

hidrogramas de igual número de cuencas situadas en Venezuela, obtuvo una constante de 0,191 para la ecuación 3.17.

$$Q_p = \frac{0,191 * P_e * A}{T_p} \quad (3.17)$$

Donde:

Q_p = Caudal pico de la crecida en m^3/s .

P_e = Precipitación efectiva en mm (Ecuación 3.16).

A = Área de la cuenca en km^2 .

T_p = Tiempo al pico en h. (Ecuación 3.18).

$$T_p = \frac{T_c}{2} + T_1 \quad (3.18)$$

Donde:

T_p = Tiempo pico en h.

T_c = Tiempo de concentración en h.

T_1 = Tiempo de retardo en h. T_1

Según sea el tiempo de concentración se determina el tiempo de retardo mediante la relación $\frac{T_1}{T_c}$ para hallar el valor de T_1 . (Tabla 3.5).

Tabla 3.5 Relación tiempo de retardo y tiempo de concentración.

Tc (horas)	0 -1	1-2	2-3
------------	------	-----	-----

T_I/T_c	1	0,82	0,72
-----------	---	------	------

3.2.13 Curvas de intensidad-duración-frecuencia (I.D.F)

Las curvas I.D.F representan las intensidades asociadas a cada período de retorno según cada duración. Estas se elaboran a partir de una serie de datos pluviométricos de las precipitaciones más extrema de la región, asociados a duraciones de hasta 24 horas con varios años de registro.

3.2.14 Estadística aplicada a la hidrología

Los procesos hidrológicos son de naturaleza estocástica, es decir, su distribución en el tiempo y en el espacio es tal que, en parte son determinísticos (predecibles) y en parte aleatorios (al azar).

Algunas veces, la variabilidad aleatoria es muy grande comparada con la determinística, de modo que se justifica un tratamiento de proceso aleatorio puro, tal como cuando no existe correlación entre observaciones adyacentes, en tal caso, la salida del sistema hidrológico se considera, estocástica, independiente en el espacio y en el tiempo. Este comportamiento típico de eventos Hidrológicos extremos, tal como crecidas o sequías; y de datos Hidrológicos medios sobre intervalos de tiempo largos, como precipitación anual.

A continuación se describen los datos Hidrológicos pertenecientes a un proceso aleatorio puro, mediante el uso de parámetros y funciones estadísticas:

Definiciones

3.2.14.1 Probabilidad (P): es una medida de la verosimilitud de la ocurrencia de un suceso aleatorio (Ecuaciones 3.19, 3.20 y 3.21).

$$P = \frac{a}{n} \quad (3.19)$$

Donde:

P = Probabilidad de ocurrencia.

a = Posibilidad de acierto.

n = Sucesos posibles.

$$q = \frac{b}{n} \quad (3.20)$$

Donde:

q = Probabilidad de que no ocurra.

b = Posibilidad de no acierto.

n = Sucesos posibles.

$$P+q=1 \quad (3.21)$$

Donde:

P = Probabilidad de ocurrencia.

q = Probabilidad de que no ocurra.

3.2.14.2 Serie estadística: se llama serie a una secuencia conveniente de datos. Sea cual fuere la serie, los datos deben provenir de una longitud de registro tan largo como sea posible para que sirva de base confiable al cálculo de las probabilidades,

pues los datos de las series es una muestra de lo que ha ocurrido y que es factible que se repita. Se recomienda serie de datos mayores de 10 años y que sean consistentes, es decir, que reflejen su lugar de origen.

3.2.14.3 Método para estimar la frecuencia de valores extremos: para ciertos sucesos extremos como picos de crecientes y precipitaciones no hay un límite físico, siempre habrá la posibilidad de esperar un suceso mayor. Gumbel (Pérez M, (1979)) propuso para muestras grandes que la probabilidad P de la ocurrencia de un valor mayor o igual que cualquier valor X se expresa como:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}} \quad (3.22)$$

$$q = e^{-e^{-y}} \quad (3.23)$$

$$Y = \frac{1}{0,7797 * \sigma_x} * (X - \bar{X} + 0,45005 * \sigma_x) \quad (3.24)$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (3.25)$$

Donde:

e = 2,7183 (base de los logaritmos neperianos).

q = Probabilidad de no ocurrencia.

Y = Variable reducida para una muestra infinitamente grande.

X = Magnitud del suceso con la probabilidad P.

\bar{X} = Promedio aritmético de la serie de los sucesos observados.

σ_x = Desviación estándar de los datos observados.

n = Número de años del registro.

Si se agrupa la ecuación 3.26 y se toman los logaritmos neperianos, luego despejando Y y sustituyendo el valor de $P= 1/Tr$, tenemos:

$$Y = -\text{Ln} \left\{ -\text{Ln} \left[1 - \frac{1}{Tr} \right] \right\} \quad (3.26)$$

Donde:

Y = Variable reducida para muestras limitadas.

Tr = Periodo de retorno en años.

La ecuación. 3.19 para muestras limitadas también se expresa como:

$$X = \bar{X} + \left[\frac{Y - Y_n}{\sigma_n} \right] * \sigma_x \quad (3.27)$$

$$X = \bar{X} + K\sigma_x \quad (3.28)$$

$$K = \frac{Y - Y_n}{\sigma_n} \quad (3.29)$$

Donde:

X = Valor del suceso extremo (precipitación, creciente, etc) alcanzado o excedido, en promedio, una vez en Tr años.

K = Factor de frecuencia, se calcula en función del número de años de la muestra y del Tr deseado.

σ_n = Desviación Típica de la variable reducida (ver apéndice E.3).

\bar{X} = Promedio aritmético de la serie de los sucesos observados.

Y_n = Medida de la variable reducida (ver apéndice E.2).

Tanto Y_n como σ_n son funciones del tamaño, longitud de la muestra.

Existen dos métodos para el ajuste de los datos a la distribución de los extremos. Uno consiste en el cálculo de X con la ayuda de la fórmula 3.27, después un cálculo previo de \bar{X} y σ_x . El otro consiste en situar los datos en un grafico adecuado, que se llama grafico de probabilidad de valores extremos, y trazar una recta de ajuste, la cual facilita una extrapolación más allá del intervalo cubierto por los datos. No obstante, es oportuno recordar que la extrapolación puede dar lugar a un error de muestreo considerable.

El grafico de probabilidad de valores extremo tiene toda la ordenada lineal, que corresponden a la variable que se estudia y en la abscisa hay dos escalas que se corresponden, la escala de Tr que se ubica en la parte superior y en la inferior la escala de probabilidad (de excedencia o de no ocurrencia). También se presenta como abscisa la escala lineal de la variable reducida.

Los Tr de cada suceso extremo se plotean en el grafico cuando se obtienen mediante la ecuación de W. Weibull:

$$Tr = \frac{n + 1}{m} \quad (3.30)$$

Donde:

n = Número de años de observación.

m = Número de orden del término de la serie, de mayor a menor. El mayor de todos los términos de la serie se le asigna un orden $m = 1$, al que sigue $m = 2$, etc.
 Tr = Período de retorno en años.

La probabilidad o riesgo (J) de que un suceso máximo con una probabilidad promedio P este contemplado durante un periodo de N años viene dado por:

$$J = 1 - (1 - P)^N \quad (3.31)$$

Donde:

J = Probabilidad que como mínimo iguala o excede al suceso con Tr por año.

P = Probabilidad de ocurrencia.

N = Número de años.

Si la probabilidad de que no ocurra un suceso en cualquier año es q , la probabilidad J de que el suceso ocurra en cualquier periodo de n años es:

$$J = 1 - q^N \quad (3.32)$$

Donde:

J = Probabilidad que como mínimo iguala o excede al suceso con Tr por año.

q = Probabilidad de no ocurrencia.

N = Número de años.

3.2.14.4 Conversión de profundidades de precipitación: es de gran utilidad para el ingeniero tener los registros de la precipitación en términos de intensidad, es decir, expresada en mm/hr.

Es necesario, para calcular la intensidad de la lluvia a partir de los registros pluviográficos, determinar el máximo incremento de lluvia caída en un intervalo de tiempo (Δt) y convertirlo a mm/hr, multiplicando por $60/\Delta t$, si el intervalo es en minuto, $1/\Delta t$ si el intervalo es en horas.

Los registros pluviográficos producen un gráfico de tal forma que la pendiente entre los quiebres de la curva es una medida de la intensidad. Estas intensidades pueden calcularse tabulando cada punto de quiebre y efectuando las divisiones correspondientes de precipitación acumulada sobre tiempo de acumulación.

3.2.15 Método gráfico

En la estimación frecuencia de la lluvia a partir de una serie suficientemente larga de datos medidos se tienen los siguientes pasos a seguir y así llegar a las rectas de ajuste tal como se muestran a continuación:

1. Se seleccionan las precipitaciones máximas para diferentes duraciones de una estación registradora de lluvia.
2. Los datos así obtenidos se ordenan de mayor a menor, se le asigna el número de orden 1 al valor, 2 al que sigue, 3 al siguiente, y así sucesivamente hasta agotar la serie.
3. Se calcula el periodo de retorno o intervalo de recurrencia T_r , a cada uno de los valores ordenados, mediante la fórmula 3.30.

$$T_r = \frac{n + 1}{m} \quad (3.30)$$

Donde:

n = Número de años de observación.

m = Número de orden del término de la serie, de mayor a menor. El mayor de todos los términos de la serie se le asigna un orden $m = 1$, al que sigue $m = 2$, etc.

Tr = Período de retorno en años.

4. Se plotean, en el papel de probabilidades extremas de Gumbel Tipo I, cada una de las precipitaciones contra su periodo de retorno Tr calculado.

5. Se traza una línea recta de ajuste a través de, los puntos ploteados.

Nota: Muchas veces, en el gráfico de probabilidades extremas, es preferible utilizar la escala de las probabilidades de No Ocurrencia q , a tal efecto, se hace una conversión de los Tr mediante la fórmula 3.33.

$$q = \left[1 - \frac{1}{Tr} \right] * 100 \quad (3.33)$$

Donde:

q = Probabilidad de que no ocurrencia.

Tr = Período de retorno en años.

5. Con la curva de frecuencia de precipitaciones obtenida, se puede determinar la precipitación máxima, de la duración que se requiera, para un período de retorno Tr , que se desee al extrapolar la recta.

3.2.16 Método analítico de factor de frecuencia:

Este método consiste en la construcción de diferentes rectas de ajuste de intensidad de lluvia, las cuales se asocian a duraciones y periodos de retorno.

Pasos a seguir:

1. Se seleccionan las precipitaciones máximas para diferentes duraciones de una estación registradora de lluvia, correspondientes a su período de funcionamiento.
2. Se calcula la media aritmética y la desviación estándar con la ecuación 3.25.

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (3.25)$$

Donde:

σ_x = Desviación estándar de los datos observados.

X_i = Magnitud del suceso con la probabilidad P.(intensidad de precipitación)

\bar{X} = Promedio aritmético de la serie de los sucesos observados.

n = Número de años del registro.

3. Se obtiene el valor del factor de frecuencia K ecuación 3.29

$$K = \frac{Y - Y_n}{\sigma_n} \quad (3.29)$$

Donde:

K = Factor de frecuencia, se calcula en función del número de años de la muestra y del Tr deseado.

σ_n = Desviación Típica de la variable reducida (ver apéndice E.1).

\bar{X} = Promedio aritmético de la serie de los sucesos observados.

Y_n = Medida de la variable reducida (ver apéndice E.2).

Tanto Y_n como σ_n son funciones del tamaño, longitud de la muestra.

4. Se calcula la precipitación o intensidad máxima de la duración seleccionada para un periodo de retorno determinado, mediante la fórmula 3.28.

$$X = \bar{X} + K\sigma_x \quad (3.28)$$

Donde:

X = Valor del suceso extremo (precipitación, creciente, etc) alcanzado o excedido, en promedio, una vez en Tr años.

K = Factor de frecuencia, se calcula en función del número de años de la muestra y del Tr deseado.

\bar{X} = Promedio aritmético de la serie de los sucesos observados.

Ambos métodos arrojan resultados muy parecidos dependiendo de la habilidad del analista al trazar la recta de mejor ajuste. La ecuación $X = \bar{X} + K\sigma_x$ viene a significar la de la recta de mejor ajuste.

3.2.17 Método de Oscar Silva

Este método se basa en generar las ecuaciones que describen las curvas de intensidad vs tiempo de retorno para cada registro de duración y, posteriormente, generar las ecuaciones que describen las curvas de intensidad vs duración para cada tiempo de retorno requerido por el usuario. Con estas últimas, es posible obtener la intensidad de una lluvia para un tiempo de retorno establecido por el usuario y cualquier valor de duración, aún inferior a una hora.

El primer paso es necesario debido a que los registros de láminas máximas agrupan la precipitación según duraciones predeterminadas (por ejemplo, 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas) y no según tiempos de retorno usuales.

Se recomienda disponer de series de datos de al menos 15 años en términos ideales, o en todo caso, de al menos 10. Además, las series según duración deben pertenecer al mismo intervalo de tiempo.

Para emplear esta metodología, debe disponerse de un computador y un programa capaz de generar ecuaciones logarítmicas y potenciales para series de pares de datos, como Excel 5 o Statgraph.

En este trabajo, se expone un esquema del procedimiento en caso de utilizar Excel 5. Se utilizará como ejemplo los valores de la estación Cantaura, estado Anzoátegui.

Se presenta a continuación un esquema del procedimiento:

Se convierten los valores de láminas máximas a intensidad según la duración.

Para cada duración, se ordenan decrecientemente los valores de intensidad y se calcula el tiempo de retorno para cada valor (Cuadro 1): $Tr = (n+1)/m$ donde N es el número de años de registro y m es el número de orden de los valores.

Se gráfica en forma de dispersión el Tabla 3.6 (se recomienda sólo visualizar puntos), empleando las duraciones como series. De cada curva obtenida (con el comando insertar línea de tendencia), se obtienen las ecuaciones de intensidad vs tiempo de retorno, las cuales son de forma logarítmica (Figura 3.17) (Ecuación 3.29).

$$I = A \text{ Ln } (Tr) + B \quad 3.29$$

Donde:

I = Intensidad de precipitación en mm/h.

Tr = Período de retorno

A y B = Coeficientes generados. Se obtiene una ecuación para cada duración.

Estas ecuaciones permiten, para cada duración registrada, obtener las intensidades para cualquier valor de tiempo de retorno. (Tabla 3.6).

Tabla 3.6 Período de retorno e intensidades de la precipitación según varias duraciones.

n	Tr	1hora	3horas	6horas	9horas	12horas	24horas
1	19	114	124	125	128	128	136
2	9,5	91	119	124	124	124	133
3	6,33	81	114	121	121	124	132
4	4,75	66	113	114	114	114	130
5	3,8	57	88	96	96	96	129
6	3,167	49	81	88	88	89	96
7	2,71	41	69	81	81	82	96
8	2,375	40	69	77	79	82	89
9	2,11	37	67	71	73	81	85
10	1,9	34	63	70	71	79	84
11	1,73	34	62	67	67	71	72
12	1,583	33	53	66	66	66	66
13	1,46	32	44	45	45	45	52
14	1,357	31	43	44	44	44	48
15	1,267	29	40	43	43	43	45
16	1,18	21	34	34	34	34	44
17	1,118	20	30	30	30	30	39
18	1,06	12	16	16	18	19	28

En la figura 3.17 se muestra curva de intensidad y período de retorno a través del método de Silva.

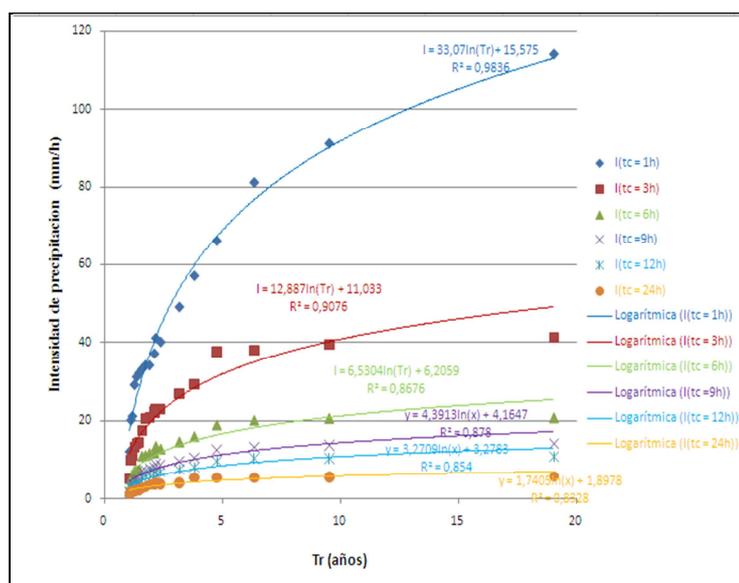


Figura 3.17 Curvas de intensidad y período de retorno para varias duraciones.

Con las ecuaciones de intensidad vs tiempo de retorno para cada duración de registro, se calcula la intensidad según los tiempos de retorno requeridos por el usuario. (Tabla 3.7).

Tabla 3.7. Intensidades de las precipitaciones según las duraciones de registro y tiempos de retorno especificados por el usuario.

Tiempo de retorno (años)					
	2	5	10	20	100
1h	38,094	68,348	91,235	114,121	167,262
3h	19,798	31,626	40,574	49,522	70,298
6h	10,705	16,804	21,418	26,032	36,745
9h	7,146	11,190	14,250	17,309	24,413
12h	5,501	8,513	10,791	13,069	18,359
24h	3,107	4,724	5,947	7,170	10,011

La tabla anterior se gráfica (modo dispersión, sólo puntos), utilizando los tiempos de retorno como series y se obtienen las ecuaciones de intensidad vs duración, las cuales son de tipo potencial. Al establecer las opciones de generación de las líneas de tendencia, puede especificarse el número de unidades en que se requiere extrapolar para que se cubran valores inferiores a una hora o superiores a 24 (Figura 3.18).

$$I = A * D^{-B} \quad 3.30$$

Donde:

I = Intensidad de precipitación en mm/h.

D = Duración de diseño.

A y B = Coeficientes generados.

Se obtiene una ecuación para cada tiempo de retorno.

Estas ecuaciones permiten obtener, para cada uno de los tiempos de retorno dados, el valor de la intensidad para cualquier duración, incluso, inferiores a una hora o superiores a 24.

Esta metodología arroja valores muy similares a los obtenidos según el procedimiento de Gumbell. (Figura 3.18).

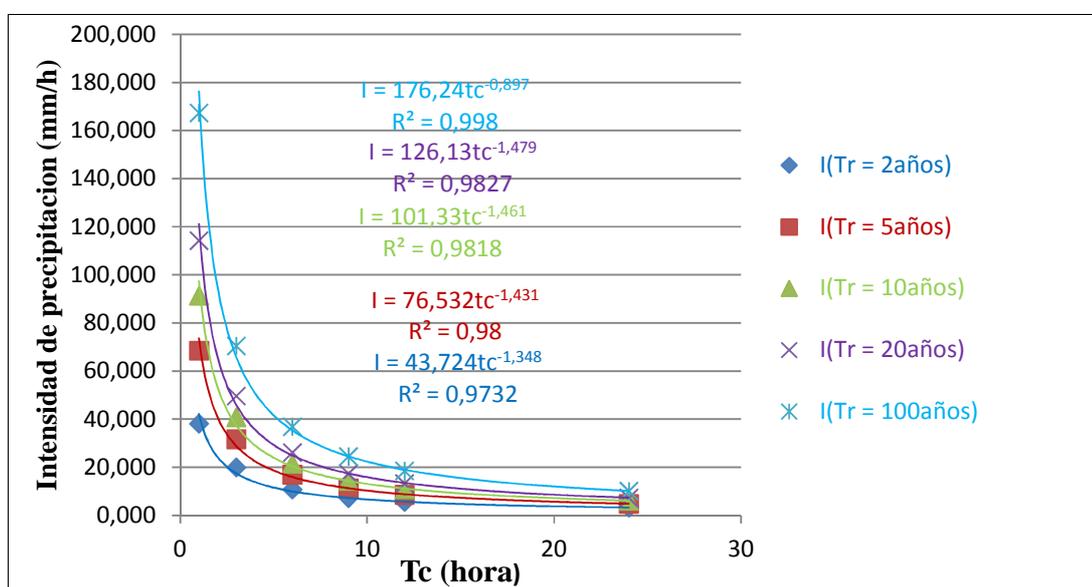


Figura 3.18 Curvas de duración-intensidad-frecuencia. Estación Cantaura.

3.3 Bases legales

3.3.1 Constitución de la República Bolivariana de Venezuela

Esta representa la mayor de las leyes aplicadas dentro de la propuesta de mejoramiento en los sistemas de drenaje urbano.

3.3.1.1 Artículo 127 (Capítulo IX De los Derechos Ambientales): es un derecho y un deber de cada generación proteger y mantener el ambiente en beneficio de si misma y del mundo futuro. Toda persona tiene derecho individual y colectivamente a disfrutar de una vida y de un ambiente seguro, sano y ecológicamente equilibrado. El Estado protegerá el ambiente, la diversidad biológica, los recursos genéticos, los procesos ecológicos, los parques nacionales y monumentos naturales y demás áreas de especial importancia ecológica. El genoma de los seres vivos no podrá ser patentado, y la ley que se refiera a los principios bióticos regulara la materia.

El artículo anterior tiene importancia dentro de este proyecto debido a que en el se dice que es un deber del Estado velar por la seguridad de los ciudadanos manteniendo un ambiente seguro y equilibrado. Esto incluirá la seguridad que tendrían los habitantes de Ciudad Bolívar a través de una propuesta que de ser ejecutada por las autoridades competentes se evitaría los daños que ocasionan las inundaciones en torno a la salud y al medio ambiente.

3.3.1.2 Artículo 3.23 Velocidad mínima: la velocidad mínima a sección llena, en colectores de alcantarillados de aguas servidas será de 0,6 m/s. La velocidad mínima a sección llena, en colectores de alcantarillados de aguas pluviales y únicos, será de 0,75 m/s.

3.3.1.3 Artículo 3.24 Velocidad máxima: la velocidad máxima a sección llena en colectores de alcantarillado, dependerá del material a emplear en los mismos.

Los artículos 3.23 y 3.24 indica que se tomara en cuenta la resistencia de la velocidad del material de acuerdo a la velocidad máxima y evitar la velocidad mínima para evitar la sedimentación de partículas según sea el caso (aguas servidas y pluviales).

Las velocidades máximas admisibles, según el material de los colectores serán las de la tabla 3.8 del Decreto 5.318.

Tabla 3.8 Velocidad máxima del material.

Concreto	Velocidad limite en (m/s)
Rcc28 = 210 kg/cm ²	5,00
Rcc28 = 280 kg/cm ²	6,00
Rcc28 = 350 kg/cm ²	7,50
Rcc28 = 420 kg/cm ²	9,50
Arcilla vitrificada	6,00
Asbesto-cemento	4,50
PVC	4,50

Tabla 3.9 Coeficiente de rugosidad del material (canales).

Material	“n”
Revestimiento de asfalto	0,015
Revestimiento de concreto	0,015
Excavados en tierra	0,022-0,030
Lechos pedregosos y taludes con gramas	0,035

3.3.1.4 Artículo 3.28 pendientes mínimas: la pendiente mínima de los colectores de un sistema de alcantarillado, estará determinado por las velocidades mínimas admisibles a sección llena.

3.3.1.5 Artículo 3.29 Pendientes máximas: las pendientes máximas de los colectores de un sistema de alcantarillado, serán los correspondiente a las velocidades máximas admisibles a sección llena, según el material empleado en los mismos.

Los artículos 3.28 y 3.29 en el Decreto Extraordinario 5.138 son de gran utilidad para la evaluación en un sistema de drenaje. Estos guardan una relación con los artículos 3.23 y 3.24, puesto que dependiendo de las pendientes, se originan ciertas velocidades, las cuales tienen un rango según lo descrito. Se debe tomar en consideración el grado de inclinación de las pendientes para no salirse dentro de los límites de velocidades admisibles.

3.3.1.6 Artículo 14 Cálculo del gasto: En el cálculo citado se debe utilizar los períodos de retorno de lluvias siguientes:

- a) Para zonas residenciales, de 2 a 15 años.
- b) Para zonas comerciales y de elevado valor, de 5 a 15 años, de pendiendo de su justificación económica.
- c) Para obras de canalización de cursos naturales, ríos o quebradas, 50 años o más.

El artículo 14 revela los criterios establecidos al momento de seleccionar los períodos de retornos que estarán presentes en las curvas (I:D:F) para estimar el caudal generado por las aguas pluviales de la región.

3.3.1.7 Hidráulica de alcantarillado: El gasto con el cual se debe calcular cualquier tramo de un sistema de alcantarillado, será el correspondiente al extremo inferior del mismo.

El régimen se considerara como permanente y uniforme, salvo en casos muy especiales debidamente justificados. Todos los colectores de sección cerrada, cualquiera sea su forma, se calcularan a capacidad plena, pero sin presión. En casos especiales podrán trabajar a presión, previa justificación hidráulica, así como el uso del material adecuado.

En este caso el gasto se calculará por medio de la ecuación de Manning para los cajones presentes en el canal del aeropuerto sin dejar borde libre.

3.4 Definición de términos básicos

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).

Canales: son conducciones a superficie libre que se utilizan en sistemas de suministro de agua y en sistemas de drenaje de aguas lluvias. Los sistemas de drenaje de aguas lluvias constan de un canal principal y una serie de ramales secundarios y terciarios que captan en sus recorridos los caudales de escorrentía que se generan en sus áreas de influencia. (Gustavo A, 2007).

Canales naturales: también se conocen como corrientes naturales; toman los nombres de ríos, quebradas, arroyos, caños o zanjones de acuerdo con su importancia. Se caracterizan porque su caudal es variable, transportan material sólido como carga de fondo o en suspensión, están sometidos a procesos de socavación y de

sedimentación, cambian de curso, forman brazos e islas, sufren continuos ataques de las corrientes contra las márgenes y pueden desbordarse generando inundaciones en las zonas aledañas. (Gustavo A, 2007).

Canales artificiales: se conocen simplemente como canales. Se diseñan y se construyen para conducir volúmenes determinados de agua desde una fuente de suministro hasta un centro de consumo. Su funcionamiento está controlado y no deben estar sujetos a procesos de erosión y sedimentación. En tramos de muy baja pendiente pueden ser excavados en el terreno natural y no necesitan revestimiento; sin embargo, en la mayoría de los casos los canales son revestidos en arcilla, colchonetas, piedra pegada, losas de concreto, concreto reforzado o elementos prefabricados. (Gustavo A, 2007).

Coefficiente de escorrentía(C): se denomina coeficiente de escorrentía al cociente entre el caudal de agua que circula por una sección de una cuenca a consecuencia de un suceso lluvioso (lluvia neta), y el volumen de agua que ha precipitado sobre la misma (lluvia total). Es decir, se trata de la proporción de lluvia real que produce escorrentía superficial ($C = \text{escorrentía superficial} / \text{precipitación caída}$). (Gustavo A, 2003).

Coefficiente de Manning(n): es un valor adimensional (n) 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).

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).

Cuenca: es un concepto geográfico e hidrológico que se define como el área de la 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).

Cuenca hidrográfica o cuenca de drenaje: 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. El uso de los recursos naturales se regula administrativamente separando el territorio por cuencas hidrográficas. (Zinck A, 1977).

Geotecnia: la geotecnia es el área de la ingeniería civil que estudia el comportamiento de suelos bajo la intervención de cualquier tipo de obra civil. Su finalidad es la de proporcionar interacción suelo/obra en lo que se refiere a estabilidad, resistencia (vida útil compatible) y viabilidad económica. (Bolinaga J, 1979).

Histograma: es una representación gráfica de una variable en forma de barras, donde la superficie de cada barra es proporcional a la frecuencia de los valores representados. En el eje vertical se representan las frecuencias, y en el eje horizontal los valores de las variables, normalmente señalando las marcas de clase, es decir, la mitad del intervalo en el que están agrupados los datos. (Chow T, 1994).

Hidrograma: es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica tal como: nivel de agua, caudal, carga de sedimentos, etc. para un río, arroyo o canal, si bien típicamente representa el caudal frente al tiempo; esto es equivalente a decir que es el gráfico de la descarga (L^3/T) de un flujo en función del tiempo. Éstos pueden ser hidrogramas de tormenta e hidrogramas anuales, los que a su vez se dividen en perennes y en intermitentes. (Chow T, 1994).

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).

Hoya: se le define a la totalidad de la superficie topográfica por ese curso de agua y sus afluentes aguas arribas de dicha sección; todos los escurrimientos que tienen nacimiento en el interior de esta superficie deben atravesar la sección transversal considerada para continuar su trayecto hacia abajo. (José del Valle Gamboa, 1974).

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

Nivel freático: superficie que separa la zona del subsuelo inundada con agua subterránea de la zona en la que las grietas están rellenas de agua y aire. (Aparicio M, 1999).

Tiempo de concentración superficial (T_{cs}): en hidrología define como el tiempo que tarda en llegar a la sección de salida la gota de lluvia caída en el extremo hidráulicamente más alejado de la cuenca. (López C, 1994).

Tiempo de viaje (T_v): en diseño de drenajes urbanos se refiere al tiempo que tarda en trasladarse el flujo de agua de un punto de partida hasta un punto de llegada a través de la sección de un colector de aguas pluviales. (López C, 1994).

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA DE TRABAJO

Una vez establecida la fundamentación teórica que sustenta la investigación, se hace necesaria la selección de la metodología que guíe la realización del estudio; en este sentido, es pertinente elaborar un esquema que conduzca al investigador a la obtención de la información que permita aportar soluciones a la situación problemática inicialmente planteada.

En consecuencia, el estudio que se pretende realizar estará basado en los aspectos que contemplan las investigaciones factibles como son: nivel de investigación, diseño de la investigación, población y muestra y las técnicas e instrumentos de recolección de datos.

A continuación se plantean cada uno de estos aspectos que conducen la investigación.

4.1 Nivel de Investigación

Según Sabino C (2000): “se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio”. (p.99).

4.1.1 Descriptiva

Tamayo (2004) sostiene que la misma comprende la descripción, registro, análisis e interpretación del fenómeno en estudio.

Dentro del tema de investigación se hizo una descripción del canal en estudio ya que se indicarán las características físicas del mismo, éste comprende las

dimensiones, el tipo de material, la pendiente natural, el coeficiente de escorrentía, el área del sector a evaluar. Todos estos aspectos se tendrán que registrar para luego ser analizados obteniendo los resultados necesarios para poder interpretar el fenómeno que está sujeto a estudiar.

4.2 Diseño de la Investigación

Según Sabino (2000), la estrategia general que adopta el investigador para responder al problema planteado.

4.2.1 Diseño de campo

Hernández (2005), quienes relacionan el trabajo de campo con el conocimiento de la realidad circundante, afectada por variables, susceptibles de ser estudiada.

Dentro del tema de investigación los datos fueron recolectados directamente de la realidad a la cual está siendo afectado el objeto en estudio (canal del aeropuerto), es decir son datos que son estudiados y corroborados por el investigador como es el estado físico y operacional del sistema de drenaje a evaluar.

4.2.2 Diseño documental

Según Salvador Mercado (2003) expresa: “La investigación documental es una técnica que consiste en la selección y recopilación por medio la lectura y crítica de documentos y materiales bibliográficos, de bibliotecas, hemerotecas, centros de documentación e información” (p.75).

Se consideró un factor literalmente imprescindible dentro del tema de estudio, en primer lugar se hizo necesario contar con las bases teóricas necesarias que

respaldarán la investigación, por otra parte se contaron con medios informativo como los datos recolectados en las instituciones públicas como son los planos, memorias descriptivas y la búsqueda electrónica que complementará tal información.

4.3 Población de la Investigación

De acuerdo con Hernández (2005), una población representa: el conjunto de todas las cosas que concuerdan con una serie de especificaciones.

La población de estudio son los sistemas de drenajes del Aeropuerto José Tomas de Heres en Ciudad Bolívar-Estado Bolívar.

4.4 Muestra de la investigación

Según Hernández (2003), define la muestra como el subgrupo de la población de la cual se recolectan datos, y este debe ser representativo de dicha población.

La muestra son las áreas que descargan en el canal del aeropuerto José Tomas de Heres de Ciudad Bolívar.

4.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Según Hernández (2003), el sobre quien o quienes se van a recolectar datos dependiendo del enfoque técnico (cualitativo, cuantitativo y mixto), del planteamiento del problema a investigar y de los alcances.

A continuación se muestran las técnicas e instrumentos de recolección de cada uno de los datos necesarios para evaluar el funcionamiento del canal del aeropuerto:

4.5.1 Observación directa

Según Méndez (2005), define observación directa de la siguiente forma: “Cuando el investigador forma parte activa del grupo observado y asume sus comportamientos” (p. 144).

Se obtuvieron los datos directamente en campo, se procedió a determinar los aspectos físicos tanto del canal como del área tributaria, esto consistirá en medir las dimensiones de la sección transversal del drenaje, observar su geometría, el recubrimiento de dicha sección, el tipo de superficie del área tributaria, entre otros aspectos que no son detallados dentro de la información documental.

4.5.2 Entrevistas no estructurada

En esta investigación se empleó la técnica de la encuesta, que tiene como característica principal la ventaja de medir variables estandarizadas y definidas para estudiar un problema. Según Munisch (1999), afirman que la misma se define de la siguiente manera “es una técnica que consiste en obtener información acerca de una población o muestra mediante el uso de cuestionario o de la entrevista.

Se recolectó información por medio de la entrevista no estructurada obteniéndose información complementaria por parte del personal que opera en las instalaciones del aeropuerto así como de los habitantes cercanos a la zona en estudio, obteniéndose el testimonio de la forma ineficiente en que opera el sistema de drenaje en estudio y las inundaciones que se forman en las zonas adyacentes durante las fuertes lluvias especialmente en la Av. Angostura frente al Colegio de Ingenieros.

4.5.3 Revisión literaria

Según Hernández (2003), define revisión literaria de la siguiente forma: “consiste en detectar, obtener y consultar la bibliografía y otros materiales que sean útiles para los propósitos del estudio donde se tiene que extraer y recopilar información relevante y necesaria que atañe a nuestro problema de investigación.

Se realizó consulta bibliográfica que contuviera la información teórica necesaria sobre el tema que se está investigando, como las fórmulas aplicadas, las normas y sugerencias, antecedentes sobre temas relacionados al de estudio, información complementaria de aquellas instituciones públicas de donde se extrajeron planos del sector , estos facilitaron la medición por medio de la escala, el cálculo de las pendientes y longitudes así como las memorias descriptivas donde se hable sobre la obra que se está estudiando.

4.6 Técnicas de procesamiento y análisis de los datos

Una vez obtenida toda la información necesaria esta deberá ser analizada en las formas requeridas (cualitativas y cuantitativas).

Según Sabino (2003), finalizadas las tareas de recolección el investigador quedara en posesión de un cierto número de datos, a partir de los cuales será posible sacar las conclusiones generales que apunten a esclarecer el problema formulado en los inicios de la investigación. Pero esa masa de datos por sí sola, no nos dirá nada, no nos permitirá obtener ninguna síntesis de valor si, previamente, no ejercemos sobre ella una serie de actividades tendientes a organizarla, a poner en orden todo su conjunto. Estas acciones son las que integran el procesamiento de datos.

4.6.1 Factores físicos naturales del área en estudio

Se determinó los factores físicos y naturales del área por medio de la información recolectada por los métodos ya mencionados, estas características comprenden el clima que corresponde a los datos más actualizados de C.V.G Tecmin del año 2003 a través de la descripción que se da en la memoria descriptiva y registros tabulados de la precipitación, temperatura, evaporación, radiación solar, humedad relativa y velocidad media del viento. Todo esto corresponde únicamente a una investigación tipo documental; de igual manera se obtuvieron las características geológicas de por medio de la revisión documental tratándose en este caso de la tesis de José Gamboa del año 1978; datos que permitirá precisar la pendiente media del cauce principal según cotas de curvas de nivel. No obstante se requirió incluir la visita de campo en la recolección de muestras de suelo para determinar su tipo, levantamiento topográfico para fijar la pendiente de las secciones del canal de drenaje con medidas realizada por medio de declinómetro, cintas métrica y brújula, por último la observación directa y documental para establecer el tipo de superficie a través del cual se fijarán los coeficientes de escorrentías que se van a promediar según lo establecido por la recomendaciones de algunos autores. (Figuras 4.1 y 4.2).



Figura 4.1 Recolección de muestra para estudio de suelo. (Mayo 2010)



Figura 4.2 Medición de la distancia longitudinal del canal en estudio. (Mayo 2010).

4.6.1.1 Análisis granulométrico (método mecánico): para determinar las propiedades en las secciones excavadas del canal de drenaje se utilizaron los siguientes equipos de laboratorio: Juegos de tamices (N° 10, 20, 35, 60, 120, 200 y pan), un rotad, mortero, balanza de sensibilidad 0,1 g, vaso precipitado, bolsas plásticas y bandejas de aluminio.

Procedimientos.

- a) Separar o disgregar la muestra de suelo en un mortero sin triturarla, para no cambiar la forma de las partículas.
- b) Agarrar una cantidad adecuada de la muestra, preferiblemente unos 500gr aproximadamente.
- c) Pesar la muestra en una balanza, teniendo en cuenta la diferencia con el peso de la bandeja o instrumento que la contenga.
- d) Verificar el peso de cada uno de los tamices (#10, #20, #35, #60, #120, #200, Pan).
- e) Colocar los tamices de manera descendente para echar la muestra en el tamiz #10.
- f) Colocar los tamices en el rotad entre 10 a 15 minutos aproximadamente.
- g) Sacar los tamices del rotad y pesar cada uno por separado en la balanza.
- h) Luego se realizan los cálculos respectivos (% retenido, % pasante, etc) para poder realizar la curva granulométrica.

4.6.2. Canal de drenaje José Tomas de Heres

Las condiciones del drenaje en estudio consistió en la observación del funcionamiento y las características físicas del mismo, por lo tanto esta etapa se asentó en recolectar datos de campo por medio de la visita al área donde se ubica el colector de aguas pluviales, las cuales llevaron a las conclusiones en cuanto a que tan eficiente será la manera de escurrir las aguas de escorrentía, para esto se toma en cuenta las condiciones de limpieza en la sección transversal en las cuales se encontraron condiciones que desfavorece al drenaje pluvial, tal como se muestra en la figura 4.3 donde se halla obstruido por gran cantidad de maleza. Por tratarse de unas secciones transversales mixtas se ubicaron los tramos donde el canal es revestido de concreto y excavado en suelo como se muestra en las figuras 4.4 y 4.5. No obstante también se obtuvieron datos numéricos con lo que se determinará la pendiente longitudinal, mediciones de longitud de cada tramo, el perímetro y área transversal del canal con los instrumentos topográficos ya mencionados.



Figura 4.3 Canal de drenaje obstruido por maleza (Agosto, 2010).



Figura 4.4 Cajón de concreto del canal del aeropuerto (Agosto, 2010).



Figura 4.5 Sección trapecial excavado en suelo arenoso. (Julio, 2010).

4.6.3. Cuenca de drenaje en estudio

Los parámetros morfométricos de la cuenca urbana o área tributaria del canal en estudio pertenecen a recopilación de datos tanto en forma documentada como visita de campo. Dichos parámetros son el área tributaria, pendiente del cauce principal para la estimación del tiempo de concentración superficial del área delimitada hasta el colector. La cuenca urbana del canal de drenaje fue definida con la finalidad de determinar el caudal que deberá escurrir hacia el canal de drenaje, para lograr delimitar los límites del canal se tomaron en cuenta los siguientes parámetros:

4.6.3.1 Curvas de nivel: según las curvas de nivel fijadas en el plano del área en estudio realizado por C.V.G Tecmin en AutoCad se trazan los lugares donde las aguas pluviales se separan. Tal es el caso de la figura 4.6 donde las flechas de color verde señalan la dirección que tomaran las aguas durante las lluvias, a partir de este indicador se fijan los límites donde la trayectoria de las aguas concurren y disgregan. (Figura 4.6).



Figura 4.6 Límites del área del drenaje en el interior del aeropuerto.

4.6.3.2 Pendientes del relieve: en observación de campo se observa la diferencia de elevación entre las partes más bajas y más altas de la superficie en la parte urbana próxima al canal de drenaje, con la cual se puede deducir la dirección de las aguas pluviales, tal como se muestra en la figura 4.7, donde las líneas oscuras representan los límites del canal de drenaje en la zona sur que corresponden a Vista Hermosa I y II. (Figura 4.7).

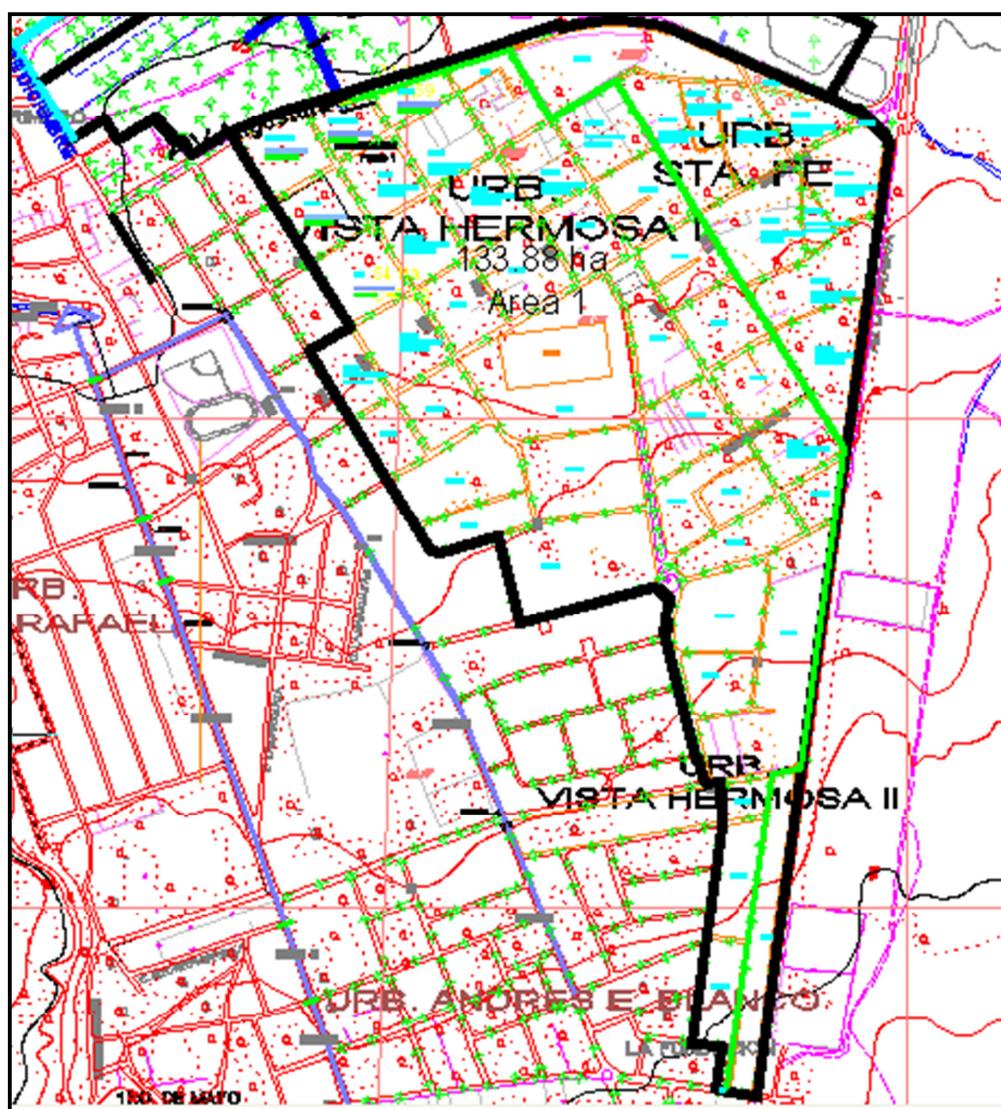


Figura 4.7 Límites del área en el sector residencial.

4.6.4. Frecuencia de lluvias y período de retorno

Tal como se describió en el aparte 3.2.13.3 del capítulo 3, la frecuencia es una medida de la probabilidad de suceso la cual está asociada a cada período de retorno. Para poder establecer estos parámetros se partió de una serie de datos asociados a los datos pluviométricos de la zona y a la importancia de la misma. Para un sector cuyo riesgo es mayor se debe considerar mayores períodos de retorno los cuales se asocian a los eventos de mayor dimensión, sin embargo, cabe aclarar que a mayor período de retorno la frecuencia será de menor magnitud lo cual implica menor probabilidad de suceso.

Los datos necesarios en la estimación de frecuencia de lluvias se relacionan a las curvas I.D.F de Ciudad Bolívar –Estado Bolívar, éstas serán elaboradas a partir de los datos pluviométricos de la estación Meteorológica de Venezuela de las precipitaciones más extremas en diferentes duraciones (ver apéndice C.1). Seguidamente se aplicará las estadística a la hidrología (métodos analítico y de Oscar Silva) para precisar las curvas I.D.F para distintos período de retornos establecidos y según cada duración.

4.6.5 Caudal de diseño según el período de retorno

La estimación del máximo caudal de diseño es aquel que se espera según una serie de datos como: los informes pluviométricos, el cauce principal, el área a drenar, el tipo de superficie y la importancia del sector. El primero de los datos corresponde a la representación gráfica de las intensidades de lluvias de la zona tal como muestran las curvas I.D.F, por medio del cauce principal conocido como la distancia más larga desde el inicio del área en la zona Sur de Vista Hermosa I hasta el inicio del colector en estudio con el cual posteriormente se determinarán los tiempos de concentración superficial y adicionarlos a los tiempos de traslado a medida a medida que se vayan

determinando los gastos en el canal de drenaje. En este caso se aplicaran tres métodos que puedan determinar los caudales máximo (método racional, Chow e hidrograma triangular).



Figura 4.8 Flujograma de las actividades realizadas en el estudio.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1 Condiciones de la zona en estudio

A partir de un conjunto de medidas cualitativas y cuantitativas se establecen las características que más resaltantes dentro del área en estudio tal como sigue:

5.2.1 Características geomorfológicas

Las características geomorfológicas de la cuenca en estudio presentan una topografía plana su cota inicia con una elevación de aproximadamente 77m desde la Urbanización Vista Hermosa II hasta el último tramo del drenaje ubicado en el interior del aeropuerto José Tomas de Heres con 40m de elevación, un recorrido aproximado de 3140m con el cual se estima una pendiente de 1,20% la cual se encuentra dentro de los límites de una pendiente baja (0 a 2%) de acuerdo a la tabla 3.4, de igual manera este rango se encuentra dentro de la pendiente media del cauce principal (0,642%) tal como se muestra en la tabla 5.1, dicha pendiente inicia en la cota 77m y culmina el inicio de la cota 51.1m, donde se dividieron varios segmentos con cotas intermedias según las ecuaciones 3.2 y 3.3, a partir de las cuales se estimará más adelante el tiempo de concentración superficial. (Tabla 5.1).

Tabla 5.1 Pendiente media del cauce principal hasta el inicio del canal.

L(m)	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/\sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00642
505,23	70	65	0,0099	5078	
447	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193	55	51,1	0,0033	20865	
20	51,1	51	0,005	282	
2934				36621	

Debido al recubrimiento asfáltico y las estaciones residenciales el estudio de suelo sólo corresponde al área ubicada en el interior del aeropuerto donde se ubica el canal de drenaje, a partir de éste análisis se obtuvo el siguiente resultado:

- a) No se puede realizar limite liquido y plástico porque el material pasante por el tamiz 200 fue de 3,42% y los rangos son entre 5 y 12% en los límites de Atterberg
- b) Granulometría por tamizado: los suelos que más predominan en esta área son las arenas finas con 65,444% son retenidos por el tamiz 200 y arenas medias con 30,766% que son retenidos por el tamiz 40 (Tabla 5.2).

Tabla 5.2 Análisis granulométrico del material de las secciones excavadas

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO													
NORMA A.S.T.M. D - 422 - 63				Peso del Tamiz (Gramos)	Peso del Tamiz + Suelo (Gramos)	Peso del Suelo (Gramos)	% Retenido en Cada Tamiz	% Acumulado en Cada Tamiz	% Pasante de Cada Tamiz	Peso de la Muestra Para el Ensayo			
Abertura Nominal		Diámetro mm	Tamiz Nº							Peso Inicial de la Muestra +			
Granulometría Gruesa	Grava	Grues	64,00	2 1/2						Peso Inicial de la Muestra +	508,7	Gr	
			19,00	3/4						Peso Total o Inicial del la Muestra	500	Gr	
		Fino	12,700	1/2							Peso Final de Suelo	498,93	Gr
			3,500	3/8							Peso en Pérdida	1,07	Gr
			4,750	Nº 4							Porcentaje (%) en Pérdida	0,2140	%
Granulometría Fina	ARENAS	Grues	2,000	Nº10	404,31	406,18	1,87	0,37	0,37	99,63	Pérdida no Mayor según ASTM	3	%
			Medio	0,840	Nº 20	353,12	374,48	21,36	4,28	4,66	95,34	Peso de la Bandeja	8,7
		0,500		Nº 35	315,34	447,48	132,14	26,48	31,14	68,86	Despues de Lavarla	0,00	Gr
		Fino	0,250	Nº 60	285,79	481,99	196,20	39,32	70,46	29,54	RESULTADOS		
			0,125	Nº 120	283,28	396,38	113,10	22,67	93,13	6,87			
				0,074	Nº 200	269,39	286,61	17,22	3,45	96,58	3,42	Clasificación de las diferentes fracciones de tamaño, según la A.S.T.M.	
Pas ó Pasa (Nº 200)				253,98	271,02	17,04	3,42	100,00	0,00				

Curva Granulométrica

% Pasante

Diámetro de Partículas mm

Grava Gruesa (pasa 3" -- ret.	0,000	%
Grava Fina (pasa 3/4" -- ret.	0,000	%
Arena Gruesa (pasa Nº4 -	0,375	%
Arena Media (pasa Nº10"-	30,766	%
Arena Fina (pasa Nº40"- ret.	65,444	%
Finos Nº 200 (Limo+arcilla+coloides)	3,415	%
Total de Fracciones	100,00	%
D10	0,0940	
D30	0,1700	
D60	0,3110	
Coefficiente de Uniformidad	3,3085	
Coefficiente de Curvatura	0,9886	

5.2 Condiciones del canal de drenaje

Las condiciones del canal de drenaje en estudio corresponden a una serie de parámetros en forma cualitativa como cuantitativa en cada una de las secciones que constituyen a todo el sistema como se muestra a continuación:

5.2.1 Características físicas de las secciones

.En la división de cada tramo se tomó en cuenta las diferencias que existen en las dimensiones de su sección, material y forma geométrica.

5.2.1.1 Sección A: este cajón de concreto inicia en el sector urbano de Vista Hermosa I donde recorre 20,00m hasta culminar en el inicio de las secciones en el interior del aeropuerto José Tomas de Heres. Actualmente este sistema de drenaje se encuentra en buen estado, sin embargo amerita limpieza por la presencia de desechos sólidos en toda su sección. (Figura 5.1).

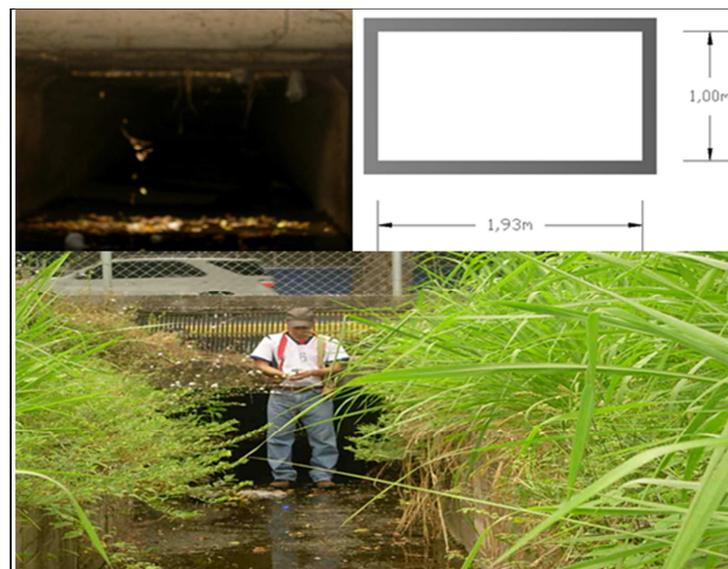


Figura 5.1 Sección A del canal en estudio.

5.2.1.2 Sección B: Finalizada la sección A inicia éste segundo tramo cuya sección está revestida de concreto y de aproximadamente 197,45m de largo donde culmina en la sección C y a la vez es interceptado por la sección B`. A parte de la sección A es una de las que actualmente conserva su forma y recubrimiento, sin embargo se encuentra obstruido con gran cantidad de maleza y sedimentos arenosos. (Figura 5.2).



Figura 5.2 Sección B del canal de drenaje.

5.2.1.3 Sección B`: Con una longitud de 118,00m esta sección revestida de concreto intercepta la sección C, éste canal drena las aguas pluviales de la ladera del aeropuerto hacia el tramo C. Se tiene poca visibilidad en su sección debido a la gran presencia de maleza. Cabe aclarar que los revestimientos de concreto se encuentran en pésimo estado debido a la socavación y ruptura del mismo ocasionada por las raíces del pasto (Figuras 5.3).

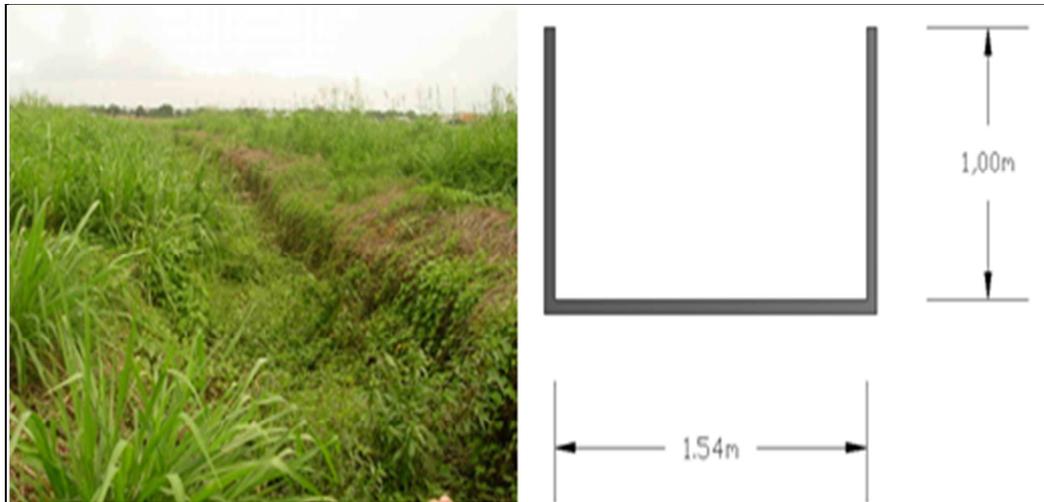


Figura 5.3 Sección B` del sistema de drenaje.

5.2.1.4 Sección C: con una longitud 110,34 m de sección rectangular excavada en suelo de arena fina hasta culminar en la sección D. Se tiene visibilidad en su sección, sin embargo, por ser un canal excavado se encuentra socavado por la erosión, por otra parte el colector amerita limpieza en todo se perímetro debido a la presencia de maleza que actualmente impiden que las aguas pluviales circulen por éste. (Figura5.4)

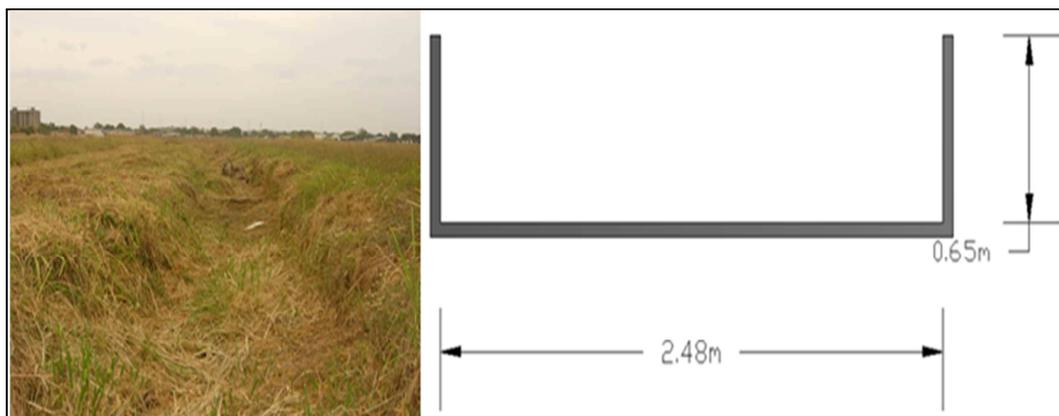


Figura 5.4 Sección C del canal del aeropuerto.

5.2.1.5 Sección D: cajón trapezoidal revestido de concreto con una longitud próxima a 103,38 donde descarga en la sección E. En este tramo se tiene poca visibilidad por estar ocupado de maleza y ser subterráneo desde una parte del terreno natural hasta culminar la primera pista de rodaje en forma transversal, en la figura 5.5 se muestra una sección abierta la cual corresponde al tramo E que está próximo a la sección D (Figura 5.5).

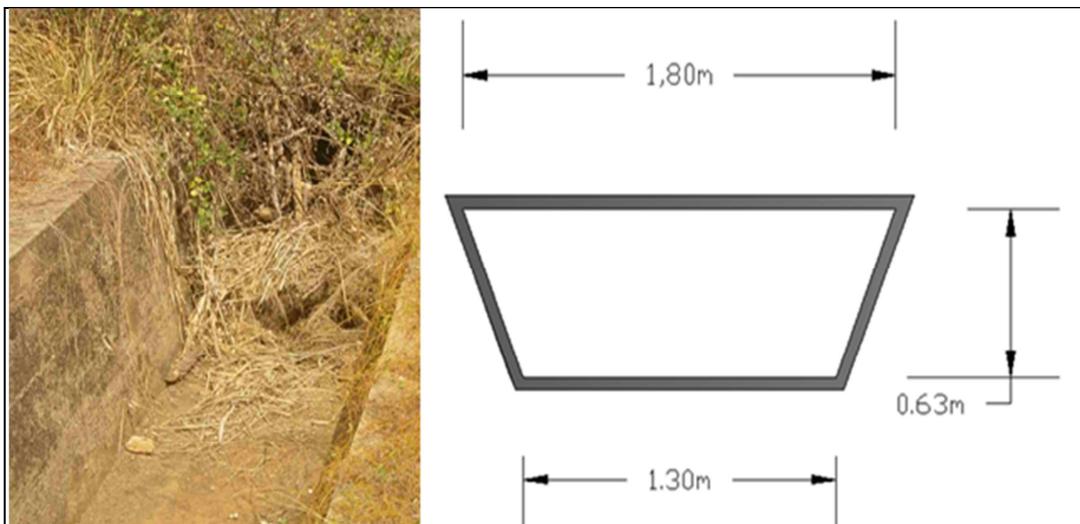


Figura 5.5 Sección D del canal del aeropuerto.

5.2.1.6 Sección E: culminada la sección D inicia este canal abierto en forma trapezoidal cuyo perímetro está recubierto de concreto y recorre una longitud de 63,00m donde desemboca en la sección E. Su recubrimiento aún conserva buen estado, no obstante, su sección amerita limpieza por la presencia de maleza (Figura 5.6).

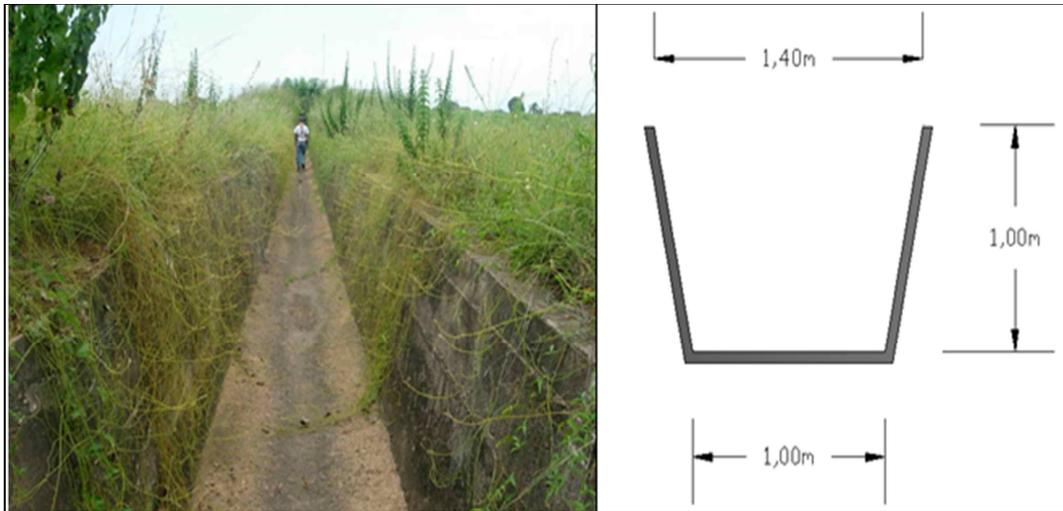


Figura 5.6 Sección E del canal del aeropuerto.

5.2.1.7 Sección F: canal de sección trapezoidal cerrado recubierta con concreto con un recorrido de 19,30m donde descarga en la sección G. Actualmente esta obstruido por maleza y sedimentos arenoso. (Figura 5.7).

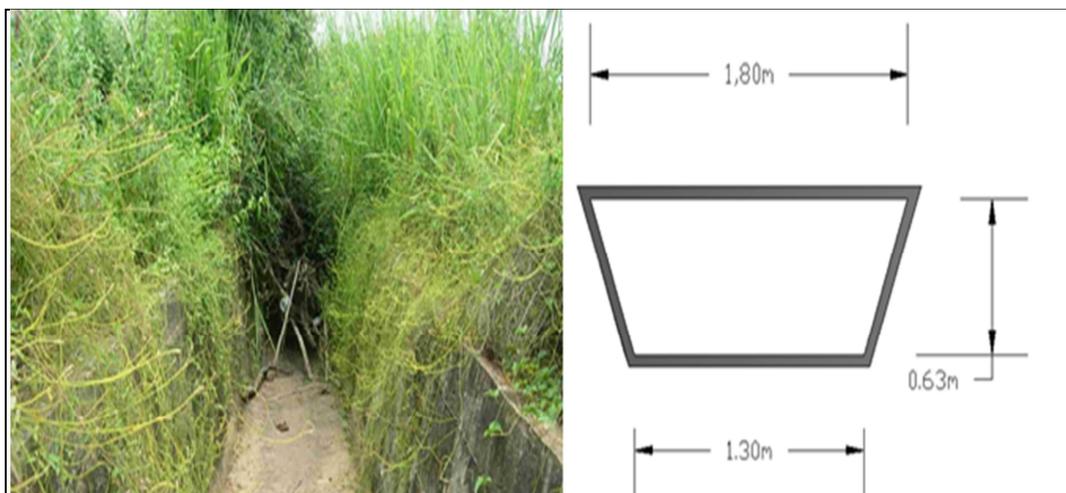


Figura 5.7 Sección F del canal del aeropuerto.

5.2.1.8 Sección G: canal trapecial abierto con taludes de arena fina y recubrimiento de concreto de 276,77m longitud hasta conectarse a la sección H. Su recubrimiento en concreto se halla en buen estado, no obstante, su funcionamiento está complicado por la abundante vegetación que obstruye la sección. (Figura 5.8).

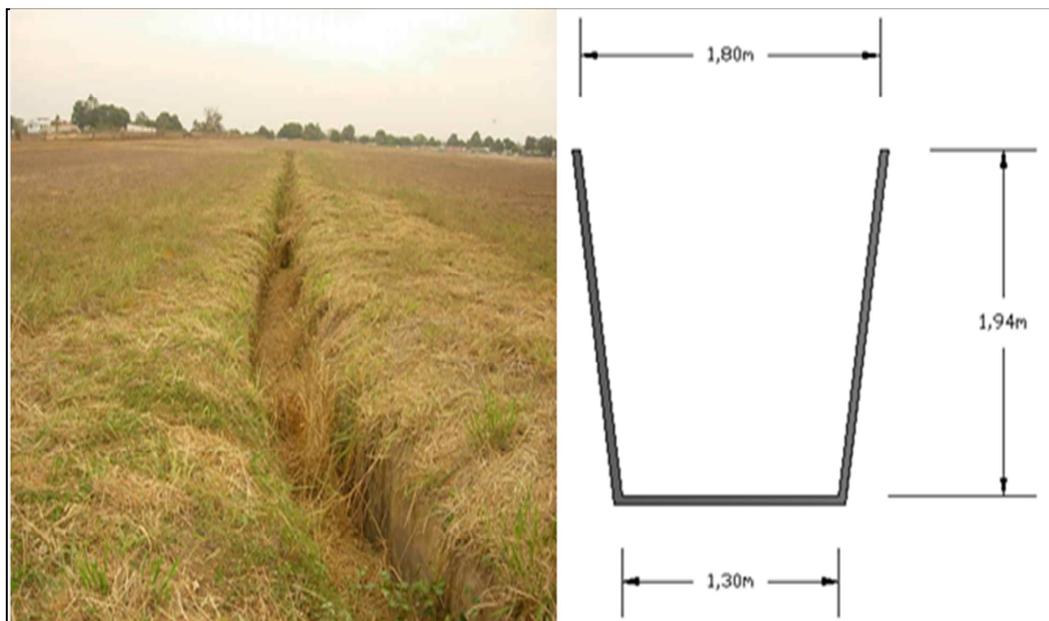


Figura 5.8 Sección G del canal del aeropuerto.

5.2.1.9 Sección H: cajón rectangular de concreto de aproximadamente 68,30m de longitud donde se acopla a la sección I. Aunque en esta parte el canal se halla en buen estado en su recubrimiento la presencia de vegetación imposibilita su funcionamiento. (Figura 5.9).

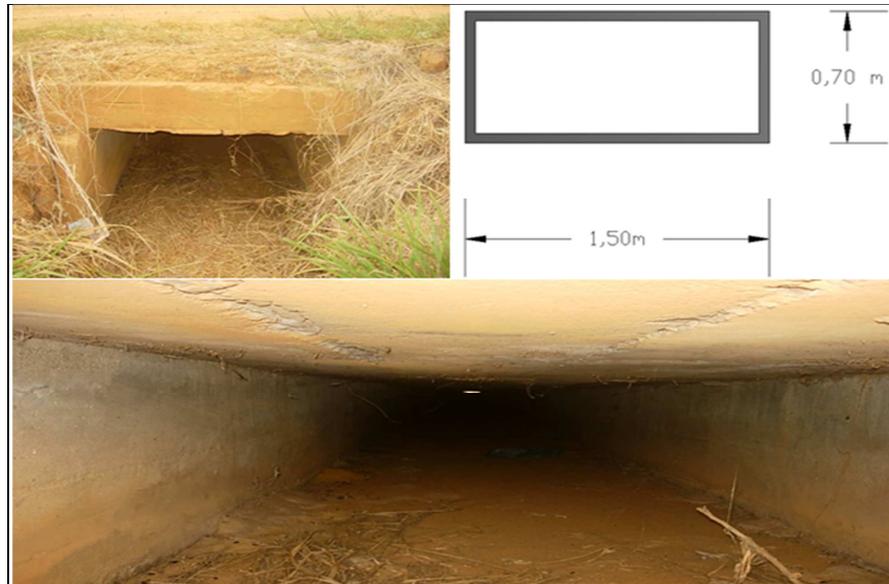


Figura 5.9 Sección H del canal del aeropuerto.

5.2.1.10 Sección I: canal de sección rectangular excavado en suelo de arena fina de longitud próxima a los 16,70m hasta conectarse a la sección J. Poca visión se tiene de lo que fue la forma de la sección provocada por la socavación y la presencia de sedimentos arenosos, de pastos que sepultan la zanja excavada lo cual entorpece su funcionamiento. (Figura 5.10).

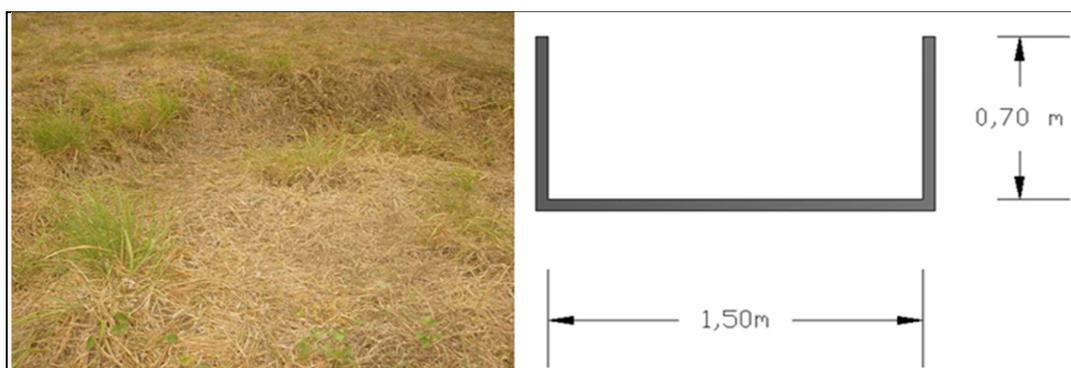


Figura 5.10 Sección I del canal del aeropuerto.

5.2.1.11 Sección J: canal de sección rectangular excavado en suelo de arena fina con longitud de 77m hasta desembocar en la sección K. Hoy en día conserva muy poco la forma de su sección por estar socavado en sus taludes y la presencia de vegetación no permite al canal operar de manera correcta durante las lluvias. (Figura 5.11).



Figura 5.11 Sección J del canal del aeropuerto.

5.2.1.12 Sección K: última sección del canal del aeropuerto esta es una sección rectangular excavada en suelo de arena fina con una longitud cercana a 10,80 m donde conecta a los tres cajones donde inicia canal de Cintura. La presencia de vegetación y la erosión en todo su perímetro han estropeado el funcionamiento que debería tener esta sección. (Figura 5.12).

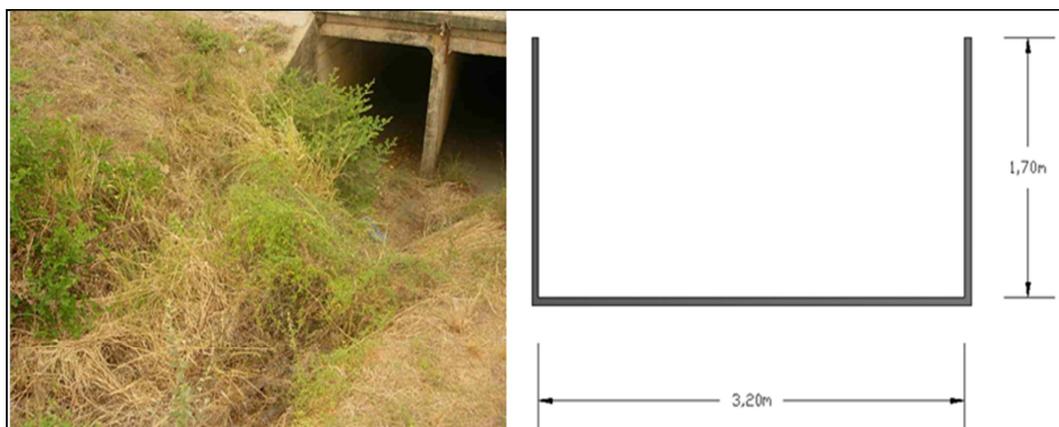


Figura 5.12 Sección K del canal del aeropuerto.

5.2.2 Capacidad máxima del canal en estudio

Para poder establecer una comparación entre la capacidad del canal de drenaje y el gasto que pueda generar el área tributaria, es necesario el cálculo y selección de los parámetros más precisos según sea el caso, también se tomará en cuenta una sección ideal, es decir, asumir las secciones del canal bajo condiciones de limpieza para poder evaluar su máxima capacidad, puesto que la presencia de maleza y desechos sólidos imposibilita la función del mismo. Entre las medidas se deben tener aquellos que indican la ecuación 3.1 (ecuación de Manning) como es la pendiente media, el coeficiente de rugosidad, en el caso de la sección se tomará 0,030 para los perímetros naturales (excavado en arena fina), 0,015 revestido en concreto y promediado para el caso de secciones combinadas con los dos anteriores, tal es el caso del tramo G cuyo

coeficiente de rugosidad medio es de 0,026 según la ecuación 3.5. Seguidamente se tendrán las áreas de cada sección transversal, perímetro mojado y el radio hidráulico cada uno de estas medidas se fija según la tabla 3.1. En lo que atañe el área transversal no se tomó en consideración el tirante de agua (“Y”) sin tomar en cuenta borde libre (Bl) debido a que éstos se fijan durante el diseño, sin embargo existen diversas ecuaciones para determinarlo, aunque en realidad ninguna es universalmente aceptada debido a que las fluctuaciones del agua son impredecibles, de igual manera para el cálculo del perímetro mojado, pero tomando en consideración si la sección es abierta en cuyo caso se usan las relaciones geométricas de la tabla 3.1 como el caso del tramo H y cuando es cerrado donde se usan dichas relaciones pero adicionando la longitud del espejo de agua. Por ejemplo se tiene el tramo A el cual es un cajón rectangular. Como última medida se tendrá la pendiente según las cotas del terreno y longitud entre cada segmento del canal con lo que finalmente es posible la aplicación de la ecuación 3.1.

La tabla 5.3 representa los cálculos de la pendiente media del canal de drenaje para cada sección a partir de su cota y distancia mediante la ecuación 3.3, y la 3.4 en aquellas secciones donde se consideraron cotas y distancias intermedias para una pendiente promedio $S_p\%$, tal es el caso de las secciones B, C Y G.

Tabla 5.3 Calculo de la pendiente media del canal de drenaje.

Sección	Punto	Ci	Cf	Dh	S%	Sp%
A	(0-1)	51,10	51	20,00	0,50	0,50
B`	(11`-11)	50,54	49,91	118,00	0,53	0,53
B	(1-3)	51,00	50,93	13,29	0,53	0,42
	(3-5)	50,93	50,75	79,50	0,23	
	(5-7)	50,75	50,71	7,66	0,52	
	(7-9)	50,71	50,52	37,35	0,51	
	(9-11)	50,52	49,91	59,65	1,02	
C	(11-13)	49,91	49,64	77,55	0,35	0,52
	(13-14)	49,64	48,89	32,79	2,29	
D	14-15	48,89	47,09	103,38	1,74	1,74
E	(15-17)	47,09	45,99	62,99	1,75	1,75
F	17-18	45,99	45,65	19,30	1,76	1,76
G	(18-20)	45,65	45,36	17,00	1,71	1,76
	(20-27)	45,36	40,82	259,77	1,75	
H	27-28	40,82	39,36	68,29	2,14	2,14
I	(28-29)	39,63	39,34	16,7	1,74	1,74
J	(29-31)	39,34	37,99	76,98	1,75	1,75
K	(31-32)	37,99	37,48	10,79	4,73	4,73

Tabla 5.4 Capacidad máxima del canal en estudio.

Sección	n	Área (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	Pendiente (m/m)	Capacidad (lps))	Velocidad máx (m/s)
A	0,015	1,930	5,86	0,329	0,005	4295,622	2,23
B	0,015	1,540	3,54	0,435	0,0042	3781,821	2,46
B`	0,015	1,540	3,54	0,435	0,0530	13434,275	8,72
C	0,030	1,612	3,78	0,426	0,0052	2173,349	1,35
D	0,015	0,980	3,96	0,247	0,0174	3363,039	3,43
E	0,015	1,200	3,04	0,395	0,0175	5637,882	4,70
F	0,015	0,980	3,96	0,247	0,0176	3382,312	3,45
G	0,026	3,010	5,21	0,578	0,0176	10525,893	3,50
H	0,015	1,050	4,40	0,239	0,0214	3900,299	3,71
I	0,030	1,050	2,90	0,362	0,0174	2321,874	2,21
J	0,030	2,730	4,70	0,581	0,0175	8296,702	3,04
k	0,030	5,440	6,60	0,824	0,0473	34322,590	6,31

La figura 5.13 muestra la dimensión de la sección G del canal en estudio donde el borde azul representa los taludes naturales excavados en arena fina por lo cual representa un coeficiente de rugosidad $n = 0.03$ y la base $b = 1,30\text{m}$ de color oscuro con un acabado en concreto cuya rugosidad será equivalente a $n = 0.015$ para efectos de cálculo.

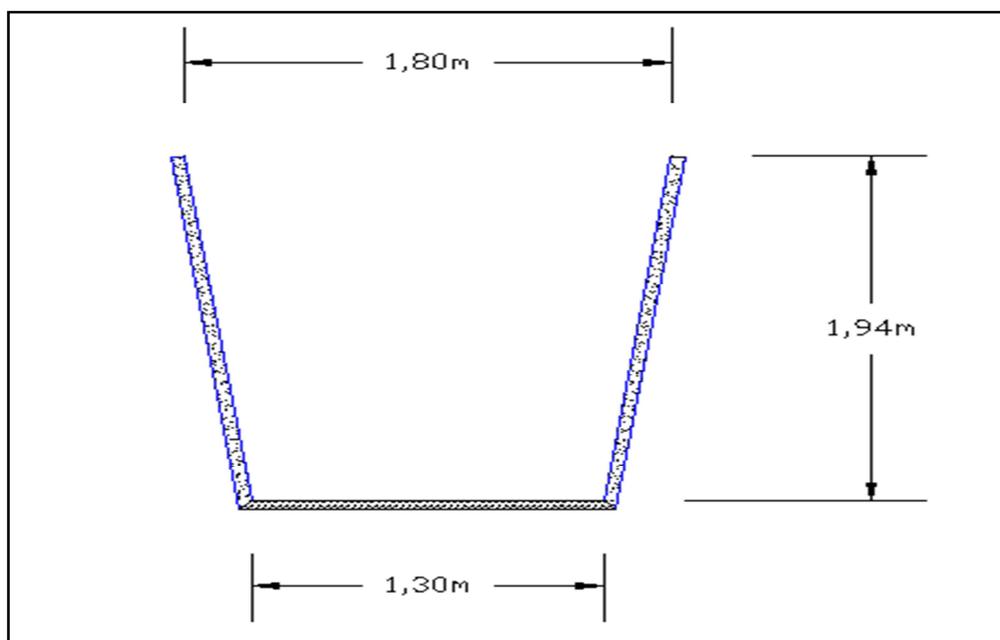


Figura 5.13 Sección G del canal del aeropuerto José Tomás de Heres.

5.3 Caudal máximo de diseño

El caudal máximo que se espera que genere el área tributaria está fijado por una serie de parámetros tal como se muestran a continuación:

5.3.1 Tiempo de concentración

En el cálculo del tiempo de concentración superficial (T_{cs}) se tomó como parámetro una longitud aproximada de 2914m el cual tiene una apertura que va desde el punto más alejado donde escurren las aguas pluviales hasta el inicio del canal del aeropuerto José Tomas de Heres que corresponde al cajón ubicado en la sección A por ser éste el único al cual no le antecede ningún colector; con una diferencia de elevación alrededor de 26m c se aplicó la media entre la ecuación 3.9 y 3.10, arrojando un resultado de 60.18min. Consecutivamente se determinaron los tiempos de traslados mediante la fórmula 3.12 siendo necesaria la longitud del tramo del colector a evaluar y la velocidad máxima de traslado. Cabe destacar que dicho tiempos de traslados (T_t) se van acumulando y se adicionan al tiempo de concentración superficial (60.18min) con el cual se tiene un tiempo total de concentración (T_c) tal como se muestra en la ecuación 3.7 puesto que los colectores consecutivos al tramo “A” les anteceden otros. Por ejemplo el tiempo de concentración total del tramo B equivale a la suma del tiempo de concentración superficial de 60,180min más el tiempo de traslado de la sección A equivalente a $T_t = 0,155$ min para un total de 60,335 min y se seguirá repetidamente hasta el último tramo. Dichos tiempos de concentración serán con la finalidad de escoger la intensidad de precipitación según el período de retorno considerado.

La tabla 5.5 muestra la secuencia de cálculo para los tiempos de concentración en cada tramo donde los tiempos de traslado (T_t) se van acumulando, obteniéndose así el tiempo de traslado acumulado (T_{ta}) con la finalidad de adicionarlos al tiempo de concentración superficial (T_{cs}) posteriores a la sección A tal como se explicó en la lectura anterior y posteriormente se representa dicho valor en hora con el propósito de ser aplicado en los métodos de Chow e Hidrograma Triangular.

Tabla 5.5 Tiempo de concentración.

Tramo	Tt	Tta	Tcs (min)	Tc (min)	Tc(h)
A	0,000	0,000	60,18	60,180	1,003
B	0,155	0,155	60,18	60,335	1,006
C	1,330	1,485	60,18	61,665	1,028
D	1,360	2,845	60,18	63,025	1,050
E	0,500	3,345	60,18	63,525	1,059
F	0,090	3,435	60,18	63,615	1,060
G	0,220	3,655	60,18	63,835	1,064
H	1,315	4,970	60,18	65,150	1,086
I	0,305	5,275	60,18	65,455	1,091
J	0,126	5,401	60,18	65,581	1,093
K	0,420	5,945	60,18	66,001	1,100

5.3.2 Intensidad de precipitación

Para duraciones de 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas, las curvas I.D.F. de Ciudad Bolívar-estado Bolívar representan intensidades para los períodos de 2, 5, 10, 25 y 50 años y cuyo desarrollo fue posible por la ecuación 3.28 donde sus coeficientes resultan de una serie de cálculos hidrológicos de datos estadísticos. Según la tabla 5.6 se muestran los resultados de las intensidades en diferentes duraciones y períodos de retorno ya descritos; por ejemplo para la duración de 1h y $T_r = 2$ años se tiene una intensidad de 50,91mm/h y así sucesivamente con el resto de los valores. Desde estos valores se procedió al ploteo de las curvas I.D.F donde se escogió el tipo de ecuación potencial por tener un mayor porcentaje de ajuste, siguiendo cada T_r con duraciones de 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas, esto se puede notar en la grafica 5.14 donde $T_r = 2$ años se encuentran las duraciones anteriores vs las intensidades calculadas a partir de la ecuación 3.28.

Debido a la tendencia de las curvas se pueden obtener las intensidades para duraciones inferiores a 1 hora mediante las fórmulas arrojadas por cada una de estas, por ejemplo para un período de retorno de 10 años se tiene: $I = 85,18 \times T_c^{-0.82}$ donde I será la intensidad en mm/h y el Tc será el tiempo de concentración en h, por lo que quiere decir que los tiempo en minutos serán transformados a horas e introducirlo en la ecuación descrita. (Figura 5.14).

Tabla 5.6 intensidades para cada período de retorno

Tr(años) Duración (horas)	2	5	10	25	50
1	50,91	67,16	77,91	91,50	101,58
3	21,82	30,80	36,74	44,26	49,83
6	12,35	17,83	21,45	26,03	29,43
9	8,61	12,18	14,54	17,52	19,73
12	6,67	9,28	11,02	13,20	14,83
24	3,60	4,88	5,72	6,79	7,58

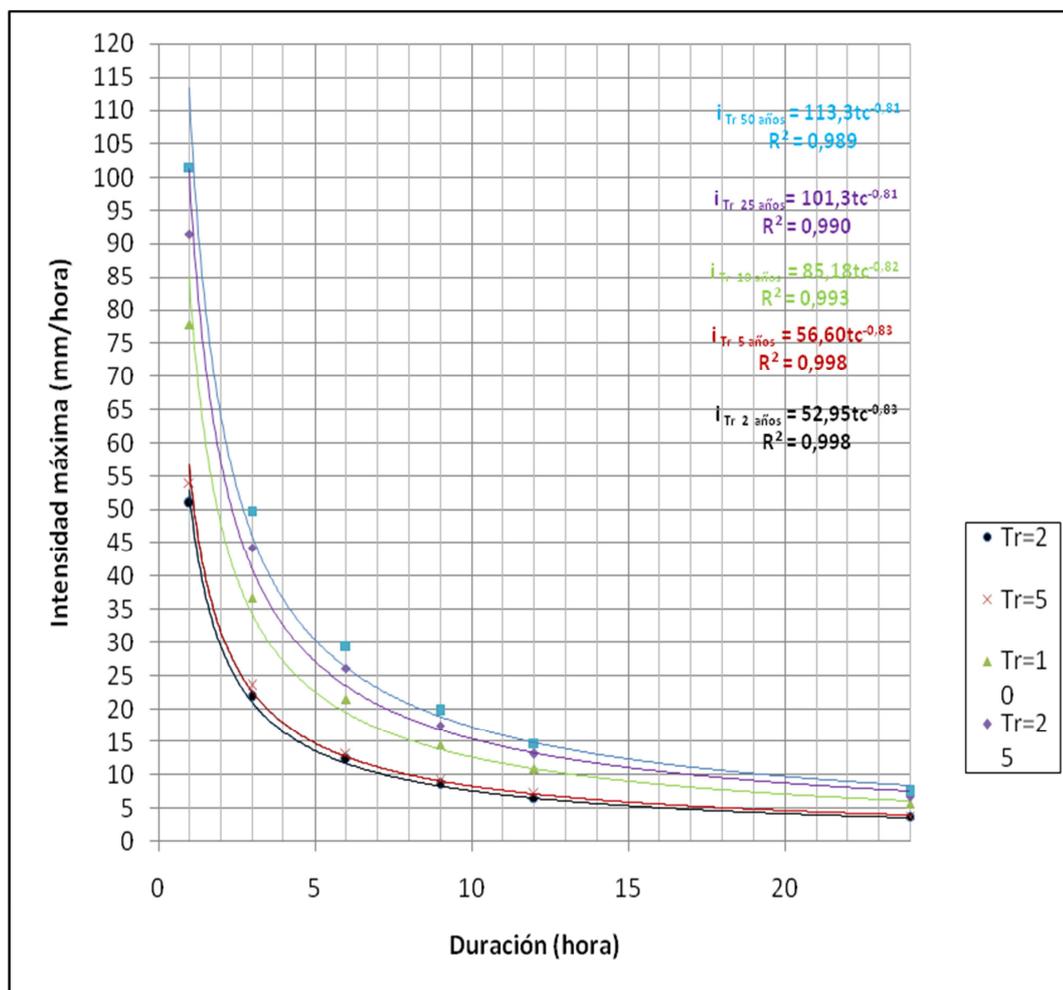


Figura 5.14 Curvas I.D.F de Ciudad Bolívar-estado Bolívar (método analítico).

La figura 5.15 muestra la gráfica realizada por el método de Oscar Silva que corresponde a los datos pluviométricos a partir de los valores arrojados por las ecuaciones logarítmicas de la gráfica de la figura 5.15. En esta segunda se representan las curvas I.D.F con sus respectivos períodos de retorno y duraciones (Apéndice F.1).

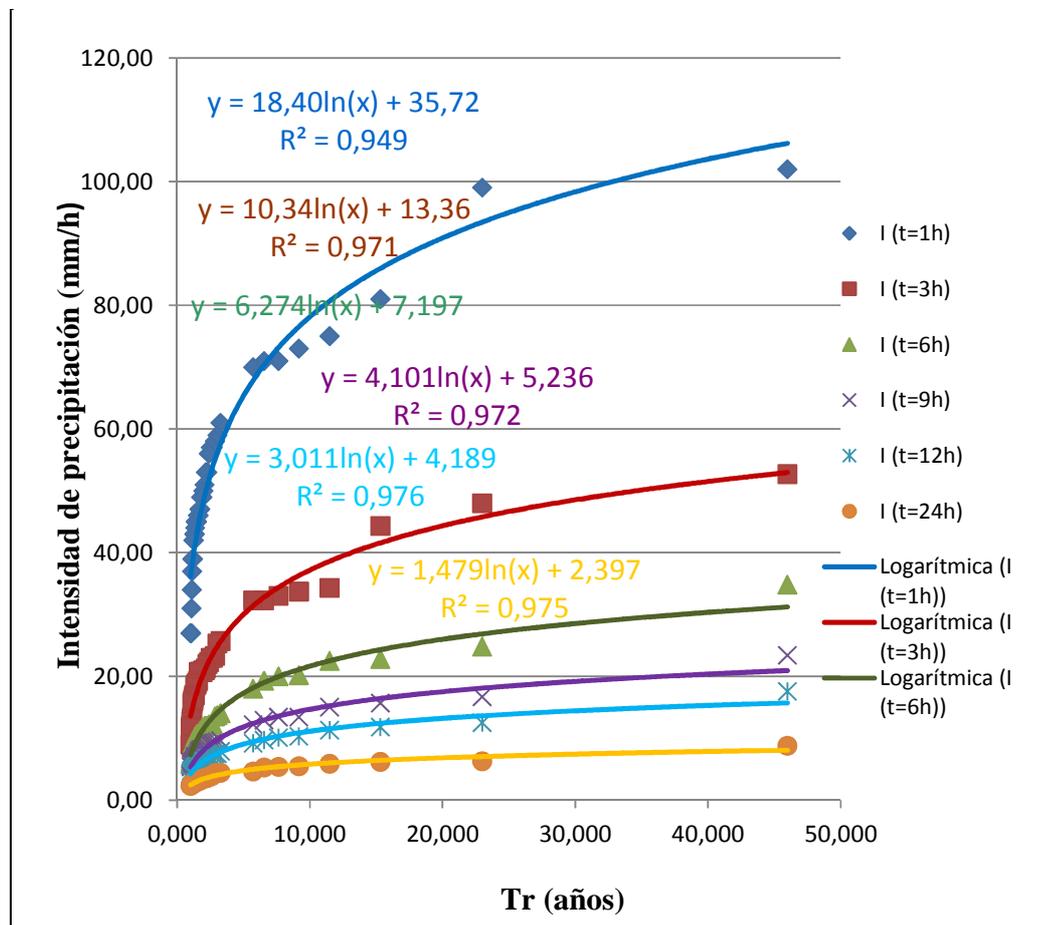


Figura 5.15 Curvas I.D.F. de Ciudad Bolívar-estado Bolívar (método de Oscar Silva).

Nótese los valores de la tabla 5.6, pues cada uno de ellos es la intensidad de precipitación correspondiente a Tr (años) para las duraciones de 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas que surgen de las ecuaciones de la cada curva en la grafica 5.15, por ejemplo para un $Tr = 2$ años y duración de una hora la ($I=18,40 \cdot \ln(Tr)+35,72$) se tiene $I = 48,515 \text{ mm/h}$, para 3 horas un $I = 20,527 \text{ mm/h}$ y así sucesivamente para las duraciones que correspondan a cada Tr .

Tabla 5.6 Intensidad de precipitación y período de retorno (Método de Oscar Silva).

Tr(años) \ Duración (horas)	2	5	10	15	20	25	50
1	48,515	65,430	78,226	85,711	91,021	95,140	107,936
3	20,527	30,002	37,169	41,361	44,336	46,643	53,810
6	11,546	17,295	21,643	24,187	25,992	27,392	31,741
9	8,078	11,835	14,677	16,339	17,519	18,433	21,275
12	6,276	9,035	11,122	12,343	13,209	13,881	15,968
24	3,422	4,777	5,803	6,402	6,828	7,158	8,183

Una vez obtenidos los datos de la tabla 5.6 se plotearon los datos de duración en hora vs intensidad de precipitación en mm/h dando como resultados las curvas con ecuaciones potenciales, las cuales se escogieron por ser las de mayor porcentaje en ajuste y son el producto de una regresión lineal múltiple. La intensidad de precipitación se obtiene al introducir las duraciones en horas en la fórmula correspondiente al Tr a considerar, por ejemplo para un Tr = 2 años corresponde la ecuación $I=50,07*t^{-0,83}$ (Figura 5.16).

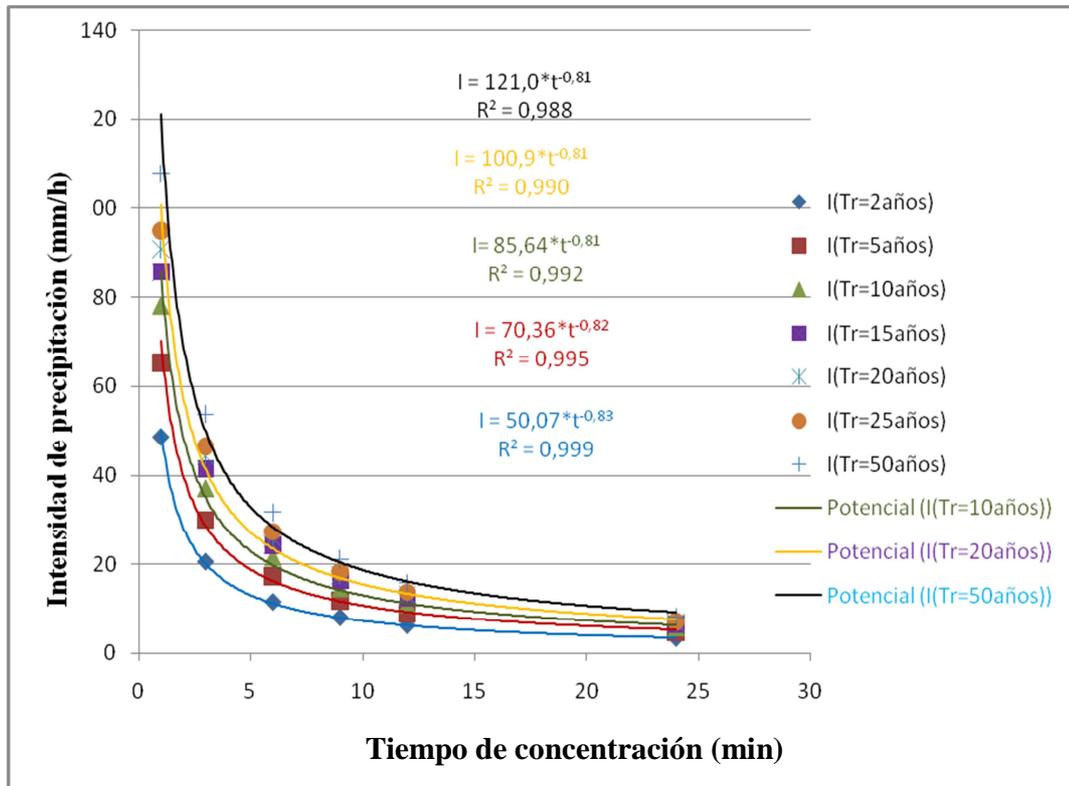


Figura 5.16 Curvas I.D.F de Ciudad Bolívar- estado Bolívar (Método de Oscar Silva).

5.3.3 Área de la cuenca urbana

La delimitación del área total es de 210.38 hectáreas (Ha) que corresponde al canal de drenaje en estudio, se representa mediante las líneas de color azul claro, por su parte la longitud del cauce principal es representada por la línea color magenta, y tal como se puede apreciar el recorrido del propio canal mediante la línea color azul. (Figura 5.17).

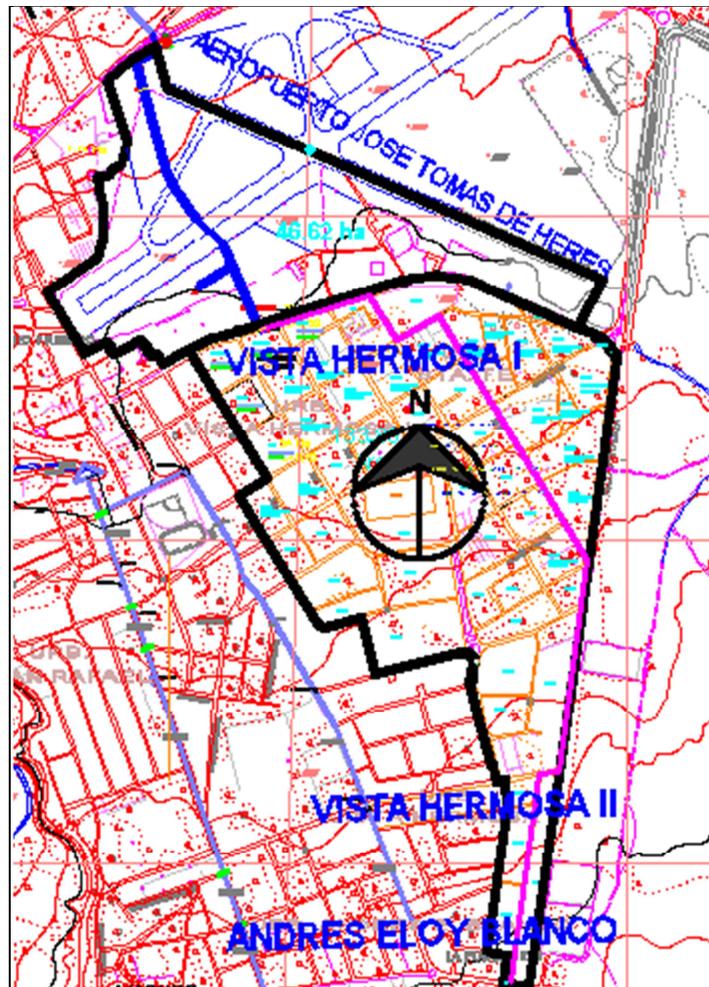


Figura 5.17 Cuenca urbana del drenaje en estudio.

Como se podrá apreciar más adelante el valor del área total y de las áreas parciales corresponden al cálculo realizado por el comando área en Autocad cuyo plano está sujeto a escala, de igual manera se estimó la longitud del cauce principal para conseguir el tiempo de concentración superficial y la pendiente media de dicho cauce.(Figura 5.18).

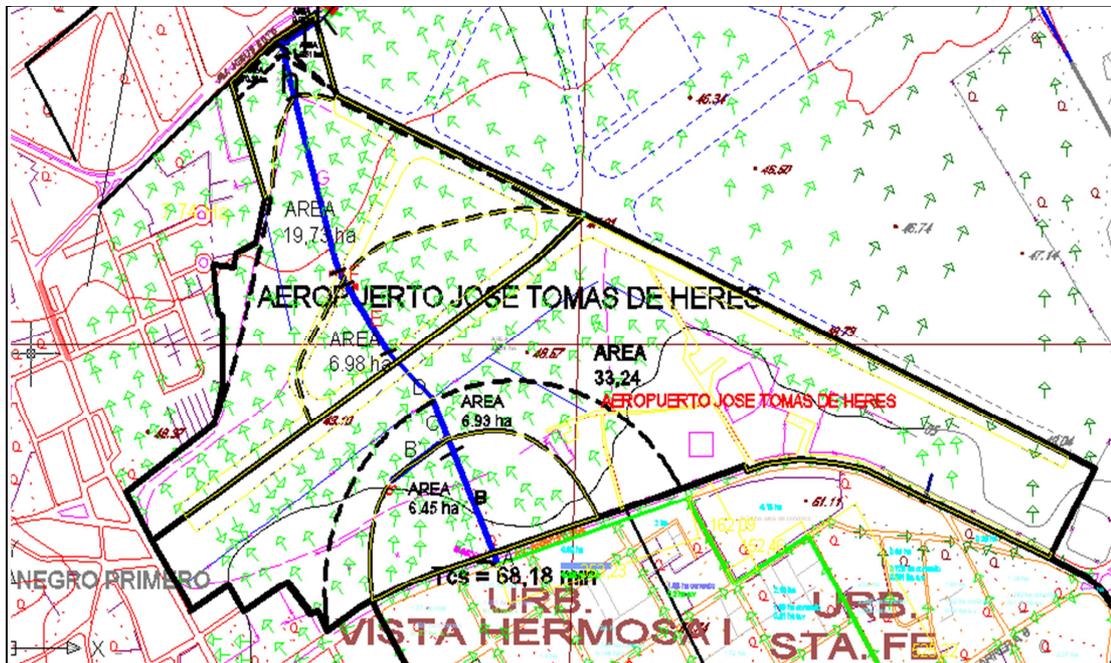


Figura 5.18 Áreas parciales en el interior del aeropuerto.

5.3.4 Coeficiente de escorrentía

La selección de este parámetro se basa en el tipo de superficie presente dentro de los límites de la cuenca urbana, tal es el caso del área de Vista Hermosa I y II el cual corresponde a una zona residencial, cuyo valor de “C” es 0.83 en tejas, 0.81 asfalto y 0,30 para vegetación cada uno para un período de retorno igual a 10 años todo esto de acuerdo al criterio de la tabla 3.2 de Chow 1988 con el cual se aplicó la ecuación 3.8.

En la tabla 5.7 se tienen los datos de escorrentía de 50 parcelas en las cuales se incluye el área de la parcela dividido en concreto del tejado (91,678Ha) y áreas verdes (Total 17,582) del cual resta un 24,35Ha para un total de 133,88Ha de cuenca urbana.

Tabla 5.7 Áreas y coeficiente de escorrentía promedio (sector urbano).

Área de parcela (Ha)	Área de concreto (Ha)	Área verdes (Ha)	Área de pavimento(Ha)	Total (Ha)
7,82	2,36	5,46	0,47	8,29
1,77	1,59	0,18	0,47	2,24
1,15	1,04	0,12	0,47	1,62
1,87	1,68	0,19	0,47	2,34
2,00	1,80	0,20	0,47	2,47
1,38	1,24	0,14	0,47	1,85
1,21	1,09	0,12	0,47	1,68
3,03	2,73	0,30	0,47	3,50
1,32	1,19	0,13	0,47	1,79
4,90	4,41	0,49	0,47	5,37
2,76	2,48	0,28	0,47	3,23
1,55	1,40	0,16	0,47	2,02
0,69	0,62	0,07	0,47	1,16
1,77	1,59	0,18	0,47	2,24
1,56	1,40	0,16	0,47	2,03
0,85	0,77	0,09	0,47	1,32
6,15	5,54	0,62	0,47	6,62
0,87	0,78	0,09	0,47	1,34
2,55	2,30	0,26	0,47	3,02
2,72	2,45	0,27	0,47	3,19
2,37	2,13	0,24	0,47	2,84
3,12	2,81	0,31	0,47	3,59
1,97	1,77	0,20	0,47	2,44
1,92	1,73	0,19	0,47	2,39
1,90	1,71	0,19	0,47	2,37
1,87	1,68	0,19	0,47	2,34
1,16	1,04	0,12	0,47	1,63
1,80	1,62	0,18	0,47	2,27
2,35	2,12	0,24	0,47	2,82
3,63	3,27	0,36	0,47	4,10
1,83	1,65	0,18	0,47	2,30
2,11	1,90	0,21	0,47	2,58
1,81	1,63	0,18	0,47	2,28
2,27	2,04	0,23	0,47	2,74
1,82	1,64	0,18	0,47	2,29
1,71	1,54	0,17	0,47	2,18
2,11	1,90	0,21	0,47	2,58
1,72	1,55	0,17	0,47	2,19
1,60	1,44	0,16	0,47	2,07
1,94	1,75	0,19	0,47	2,41
2,00	1,80	0,20	0,47	2,47
0,92	0,83	0,09	0,47	1,39
4,18	1,55	2,63	0,47	4,65
0,20	0,18	0,02	0,47	0,67

Continuación Tabla 5.7.

Área de parcela (Ha)	Área de concreto (Ha)	Área verdes (Ha)	Área de pavimento(Ha)	Total (Ha)
1,38	1,24	0,14	0,47	1,85
1,80	1,62	0,18	0,47	2,27
0,81	0,73	0,08	0,47	1,28
2,54	2,29	0,25	0,47	3,01
2,10	1,89	0,21	0,47	2,57
2,17	1,95	0,22	0,47	2,64
2,49	2,24	0,25	0,47	2,96
109,53	91,678	17,852	24,35	133,88

La tabla 5.8 muestra los coeficientes de escorrentía correspondiente al área parcial de cada tramo (A en Ha), el área acumulada (Aa en Ha) que resultó de sumar las áreas de manera consecutiva como en el caso de la sección A cuya área (A= 133,88Ha) corresponde a todo el sector urbano cuyo coeficiente de escorrentía equivale a un promedio de $C_p = 0,77$, al cual se le adiciona el área de la sección B (A= 6,45Ha) ubicada en el interior del aeropuerto donde el valor de $C = 0,30$ con un total de 140,33Ha del área acumulada con el que se alcanzó un coeficiente de escorrentía promedio equivalente a $C_p = 0,75$ para la evaluación de dicha sección C. Éste procedimiento se sigue de manera consecutiva hasta culminar en el último tramo (sección K)

Tabla 5.8 Coeficiente de escorrentía ponderado.

Tramo	A(Ha)	Aa(Ha)	C	Aa*C	$\sum(Aa*C)$	$C_p = \frac{\sum(Aa*C)}{Aa}$
A	133,88	133,88	0,77	103,088	103,088	0,77
B	6,45	140,33	0,30	1,935	105,023	0,75
C	6,93	147,26	0,30	2,079	107,102	0,73
D	33,24	180,50	0,30	9,972	117,074	0,65
E	6,98	187,48	0,30	2,094	119,168	0,64
F	1,00	188,48	0,30	0,300	119,468	0,63
G	19,73	208,21	0,30	5,919	125,387	0,60
H	1,39	209,60	0,30	0,417	125,804	0,60
I	0,22	209,82	0,30	0,066	125,870	0,60
J	0,51	210,33	0,30	0,153	126,023	0,60
K	0,05	210,38	0,30	0,015	126,038	0,60

5.3.5 Caudal según el método racional

Con los parámetros ya establecidos se aplica la ecuación 3.6 para obtener el caudal de diseño en litros por cada segundo (lps), tomando un período de retorno equivalente a 10 años, esto debido a que el área tributaria incluye zona residenciales y sectores comerciales cuyo intervalo varía de 2 a 15 años según el decreto 5.318, por lo tanto los 10 años corresponde a una selección a criterio según dicho intervalo.

En la tabla 5.9 la intensidad IA corresponde a la calculada por el método analítico, la IB por el método de Oscar Silva a partir de las cuales se obtuvo la intensidad promedio (I en lps/Ha) cuya conversión a lps/Ha resulta del producto 2,78 a las intensidades en mm/h. (Tabla 5.9).

Tabla 5.9 Caudal según fórmula racional.

Tramo	Cp	Tc	IA (Lps/Ha)	IB (Lps/Ha)	I (Lps/Ha)	A (Ha)	Q (Lps)
A	0,77	60,180	236,219	237,502	236,861	133,88	24417,416
B	0,75	60,335	235,722	237,008	236,365	140,33	24876,806
C	0,73	61,665	231,545	232,859	232,202	147,26	24961,636
D	0,65	63,025	227,440	228,780	228,110	180,50	26762,993
E	0,64	63,525	225,971	227,321	226,646	187,48	27194,567
F	0,63	63,615	225,708	227,060	226,384	188,48	26881,404
G	0,60	63,835	225,070	226,426	225,748	208,21	28201,813
H	0,60	65,150	221,338	222,717	222,028	209,60	27922,197
I	0,60	65,455	220,492	221,876	221,184	209,82	27845,311
J	0,60	65,705	219,804	221,192	220,498	210,33	27826,406
K	0,60	66,125	218,659	220,053	219,356	210,38	27688,860

5.3.6 Caudal según el Método de Chow

Aplicado con los parámetros que establece la fórmula 3.14, donde la duración de lluvia $T_{II} = T_c$ corresponde al mismo empleado en el método racional, en este caso transformado de minuto a hora, la selección de la intensidad de lluvia fue la misma aplicada al primer método en este caso transformado a mm/h. Por su parte el tiempo de retardo (T_1) en hora correspondiente a la fórmula 3.15 incluye como dato la pendiente media desde el inicio del cauce principal hasta el final del tramo a evaluar con el cual se obtuvo el factor de reducción del pico (z) determinado a partir de la relación T_{II}/T_1 según la figura 3.16 el área convertida de Ha a Km^2 . (Tabla 5.10).

Tabla 5.10 Caudal según el método de Chow.

Tramo	%S(m/m)	L(m)	Tl(h)	Tll(h)	Tll/Tl	Z	I (mm/h)	C	Pe	A (Km ²)	Q(lps)
A	0,642	2934	0,954	1,003	1,051	0,71	85,200	0,77	65,801	1,339	17336,011
B	0,636	3131,45	0,998	1,005	1,007	0,71	85,023	0,75	64,086	1,403	17662,467
C	0,643	3241,79	1,017	1,028	1,011	0,71	83,525	0,73	62,665	1,473	17722,594
D	0,659	3345,27	1,029	1,050	1,020	0,71	82,053	0,65	56,023	1,805	19001,513
E	0,669	3408,27	1,037	1,059	1,021	0,71	81,527	0,64	55,243	1,875	19308,099
F	0,671	3427,57	1,039	1,060	1,020	0,71	81,527	0,63	54,444	1,885	19107,789
G	0,711	3704,24	1,072	1,064	0,992	0,70	81,204	0,60	51,841	2,082	19741,179
H	0,722	3772,53	1,080	1,085	1,005	0,71	79,866	0,60	51,993	2,096	19824,745
I	0,725	3800,82	1,083	1,091	1,007	0,70	79,562	0,60	52,081	2,098	19491,563
J	0,735	3877,80	1,093	1,095	1,002	0,70	79,315	0,60	52,110	2,103	19478,281
K	0,737	3888,59	1,094	1,102	1,008	0,7	78,905	0,60	52,172	2,104	19384,042

5.3.7 Caudal según el Hidrograma Triangular

Similar al método por diferir en pocos parámetros, su determinación será tal como lo indica la fórmula 3.17 donde la precipitación efectiva en mm (Pe) se determinó con la intensidad de los métodos anteriores, indistintamente el coeficiente de escorrentía (C) con el Tc transformado a hora con el cual se alcanzó el tiempo al pico en hora (Tp) según la fórmula 3.16, para esto previamente se determinó el tiempo de retardo (T_r) en hora de acuerdo a la relación $T_r/T_c = 0.82$ de acuerdo la tabla 3.5 debido a que todo los Tc superaron 1 hora, posteriormente el área fue transformada de Ha a Km², con lo cual fue fijado el gasto probable según el Tc calculado y los períodos de retornos establecidos.(Tabla 5.11).

Tabla 5.11 Caudal según el Método del Hidrograma Triangular.

Tramo	Tc(h)	I (mm/h)	C	Pe	Tl(h)	Tp(h)	A (Km ²)	Q(lps)
A	1,003	85,200	0,77	65,801	0,822	1,324	1,339	12708,827
B	1,005	85,023	0,75	64,086	0,824	1,327	1,403	12948,148
C	1,028	83,525	0,73	62,665	0,843	1,357	1,473	12992,226
D	1,050	82,053	0,65	56,023	0,861	1,387	1,805	13929,787
E	1,059	81,527	0,64	55,243	0,868	1,398	1,875	14154,542
F	1,059	81,527	0,63	54,392	0,868	1,398	1,885	14007,696
G	1,064	81,204	0,60	51,841	0,872	1,404	2,082	14678,771
H	1,085	79,866	0,60	51,993	0,890	1,432	2,096	14533,289
I	1,091	79,562	0,60	52,081	0,895	1,440	2,098	14493,166
J	1,095	79,315	0,60	52,110	0,898	1,445	2,103	14483,290
K	1,102	78,905	0,60	52,172	0,904	1,455	2,104	14411,848

5.3.8 Resultado según los métodos aplicados

Haciendo una comparación entre los métodos aplicados para el cálculo del caudal que genera el área de la cuenca urbana, para un período de retorno equivalente a 10 años, se observa la superioridad del método racional en el gasto probable mientras sigue el método de Chow y del Hidrograma. Resaltando de color rojo los métodos que superan la máxima capacidad de conducir aguas pluviales se observa que desde la sección A hasta la sección J los 3 métodos indican insuficiencia en cuanto a la capacidad de conducir las aguas pluviales. (Tabla 5.12).

Tabla 5.12 Comparación de los métodos aplicados en el gasto máximo.

Tramo	Capacidad (lps)	Q Método racional (Lps)	Q Método de Chow (Lps)	Q Método del Hidrograma Triangular (Lps)
A	4295,622	24417,416	17336,011	12708,827
B	3781,821	24876,806	17662,467	12948,148
C	2173,349	24961,636	17722,594	12992,226
D	3363,039	26762,993	19001,513	13929,787
E	5637,882	27194,567	19308,099	14154,542
F	3382,312	26881,404	19107,789	14007,696
G	10525,893	28201,813	19741,179	14678,771
H	3900,299	27922,197	19824,745	14533,289
I	1928,212	27845,311	19491,563	14493,166
J	8296,702	27826,406	19478,281	14483,290
K	34322,590	27688,860	19384,042	14411,848

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

1. Las condiciones de las secciones son variadas teniéndose tramos en buen y mal estado en cuanto a su geometría y recubrimiento, sin embargo, la presencia de maleza y desechos sólidos, socavaciones en los tramos de sección natural que sepultan de sedimentos el perímetro han dejado inoperante al canal durante las lluvias.
2. La capacidad hidráulica del canal es nula, sin embargo, los resultados obtenidos solo reflejan la cabida de volumen que conduciría el canal sin la presencia de maleza, desechos sólidos y socavación. A partir de esta comparación es fácil deducir que las labores de limpieza serían insuficiente para solventar los problemas de inundación que se presenta en la Av. Angostura durante las lluvias, esto se debe a la insuficiencia en cuanto a las áreas de las secciones transversales y pendiente longitudinal.
3. La presencia de un suelo arenoso con abundante vegetación de pasto dentro de área del aeropuerto José Tomas de Heres aminora la problemática causada durante las lluvias hacia el sector Sur ubicado en la Av. Jesús Soto durante el colapso del canal de drenaje, esto se debe a que actúa como un drenaje natural mediante la infiltración y la retención de la cobertura vegetal.

4. Los parámetros morfométricos del área correspondiente al canal en estudio abarca una extensión que va desde el sector Sur correspondiente a Vista Hermosa II hasta la zona Norte donde culmina el aeropuerto José Tomas de Heres. Dentro de los límites del área se obtuvo en los cálculos una pendiente media de categoría suave cuyo rango esta de 0 a 2%, la superficie de la zona urbana (133,88Ha) posee más de un 85% de concreto (pavimento y tejado) y menos de un 15% de vegetación lo que provoca menor retención de aguas pluviales y caso contrario dentro de los límites del aeropuerto con más del 85% de cobertura vegetal en 76,50Ha.
5. Las curvas I.D.F permiten el análisis para duraciones inferiores a 1 hora, es decir, para cualquier unidad de tiempo de concentración debido a que cada curva cuenta con ecuaciones como resultado de regresiones lineales simples. cabe aclarar que esta aplicación se hace si y solo si se realizan las conversiones de tiempo a hora.
6. El caudal máximo de diseño se comparo mediante la aplicación de los métodos racional, Chow e hidrograma triangular, con resultados superior al primero, medio por el segundo e inferior al tercero.
7. Al ser comparado los caudales máximos calculado por los métodos aplicados con la capacidad hidráulica del canal los resultados reflejan insuficiencia en dicha capacidad en la mayoría de las secciones incluyendo con el del hidrograma triangular el cual señala el menor caudal de los métodos.

Recomendaciones:

1. El estudio del canal del aeropuerto José Tomas de Heres se podrá tomar como información complementaria para estudios posteriores que pretendan realizar propuestas de ampliación y mejoramiento en la red de drenaje pluvial.
2. Realizar labores de limpieza y ampliación en cada una de las secciones del canal en estudio. Dichas ampliaciones a partir de las secciones que según el método a escoger demuestre superar la capacidad de la sección evaluada.
3. Cuando se trata de diseño de sistemas de drenajes es conveniente analizar los caudales máximos por los métodos que arrojen un mayor resultado, tal es el caso del método racional cuya aplicación según el decreto 5318 es válido hasta un área no mayor a 500Ha, sin embargo si se trata de verificar una determinada capacidad podrán ser admitidos otros métodos como el de Chow e hidrograma triangular.
4. Revestir todas las secciones con un concreto de gran resistencia y buen espesor, pues de este modo se evitaría la socavación y el desarrollo excesivo de vegetación que obstaculizan el recorrido de las aguas pluviales en todo el perímetro de las secciones.
5. Incrementar la pendiente a lo largo de todas las secciones lo mayor posible mediante excavaciones y así reducir una de las grandes limitantes en cuanto a la capacidad del mismo. Tal acción deberá requerir previamente un minucioso estudio geotécnico.

REFERENCIAS

Alvares, Carlos (2005). **ESTUDIO HIDROLÓGICO DE UNA ZONA PARA EL CÁLCULO DE ALCANTARILLAS**. Universidad Pedagógica Experimental Libertador.

Ander-Egg, Ezequiel. (1997). **DICCIONARIO DE PEDAGOGÍA**. Magisterio del Río de la Plata, Buenos Aires.

Aparicio, Francisco J. (1999). **FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE**. Limusa, México, D.F.

Arocha, Simón. (1999). **CLOACAS Y DRENAJES**. Ediciones Vega. Caracas, Venezuela.

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

Bowles, J.E. (1981) “**MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS DE INGENIERÍA CIVIL**”. Segunda Edición. Editorial Mc Graw-Hill Latinoamericana S.A. Bogotá, Colombia.

Chow, Ven Te (1994). **HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS**. Editorial McGRAW-HILL

Franceschi A. Luis E (1984). **DRENAJE VIAL**. Fundación Juan José Aguerreveré; Fondo Editorial del Colegio de Ingenieros de Venezuela.

Gaceta Oficial de la República de Venezuela”. N° 5.318 Extraordinaria. Caracas, 6 de Abril de 1999.

Gamboa, José. (1974). **RELACIÓN HISTOGRAMA-HIDROGRAMA DEL CANAL DE CINTURA DE CIUDAD BOLÍVAR**. Universidad de Oriente, Escuela de Ciencias de la Tierra.

Guilarte, J., (1973) **HIDROLOGIA PARA INGENIEROS**. Editorial Sociedad Venezolana de Ingeniería Hidráulica, Caracas, Venezuela, (p. 21).

Gustavo A. (2003). **ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS DE DRENAJE**. 30 de Abril 2009, (<http://www.geocities.com/gsilvam/drenaje.htm>).

Harvei C (2005). **DISEÑO DE CANALES**. 15 de mayo 2009, (<http://www.monografias.com/trabajos19/canales/canales.shtml>).

Hernández S. Roberto, C. Fernández y P. Baptista. (2000). **METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**. Mc.Geaw Hill, México.

Hurtado de Barrera (2008). **EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. Fundación Sypal-editorial Magisterio. Bogotá, Colombia.

López Cadenas de Llano F. (1988). **CORRECCIÓN DE TORRENTES Y ESTABILIZACIÓN DE CAUCES**. pp. 182. Colección F.A.O. Fomento de tierras y aguas - Roma.

López Cadenas de Llano F., director, Varios Autores; (1994, 1998). **RESTAURACIÓN HIDROLÓGICO-FORESTAL DE CUENCAS Y CONTROL DE LA EROSIÓN**, pp. 929, Ministerio del Medio Ambiente, Tragsa y Tragsatec, Ediciones Mundi Prensa, Madrid.

Méndez, Carlos (1997). Metodología: **GUÍA PARA LA ELABORACIÓN DE DISEÑOS DE INVESTIGACIÓN EN CIENCIAS ECONÓMICAS, CONTABLES Y ADMINISTRATIVAS**. Editorial McGRAW-HILL, Bogotá, Colombia.

Morales S. Ontón J. (2009). **PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA RED DE DRENAJES DE AGUAS PLUVIALES ADYACENTES AL CANAL DE CINTURA EXISTENTE DESDE LA PROGRESIVA 1+235 HASTA LA 2+554 EN CIUDAD BOLÍVAR –ESTADO BOLÍVAR.** Universidad de Oriente, Escuelas Ciencias de la Tierra.

Pérez, Machado (1979). **FUNDAMENTOS DEL CICLO HIDROLÓGICO.** Departamento de Meteorología e Hidrología, UCV, Caracas, Venezuela.

Quintal J. Velásquez O (2009). **ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA DISEÑAR SISTEMAS DE DRENAJES TRANSVERSALES EN EL TRAMO VIAL LAS CAÑAS-GUANOCO, MUNICIPIO BENÍTEZ, ESTADO SUCRE.** Universidad de Oriente, Escuela Ciencias de la Tierra.

Sabino, Carlos (2000). **LA METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN,** Fondo de cultura – económica – México.

Tamayo y Tamayo (2003). **ESTADÍSTICA DE LA INVESTIGACIÓN,** Fondo de cultura – económica – México.

<http://es.wikipedia.org/wiki/Drenaje>.

http://www.armco.com.ve/pdf/productos/2-Armco_Mp152.pdf.

http://www.foroagua.aum.mx/publicaciones/libros/hidrologia_urbana/HU3.2.1-03.pdf.

<http://investigacionholistica.blogspot.com/2008/02/la-investigacion-proyectiva.html>.

APÉNDICE

APÉNDICE A
CARACTERÍSTICAS FÍSICA DE LAS SECCIONES
DEL CANAL DE DRENAJE

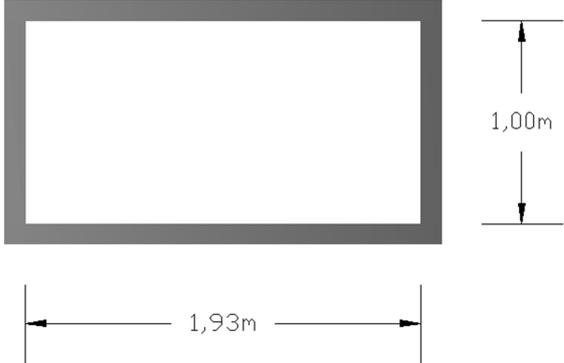
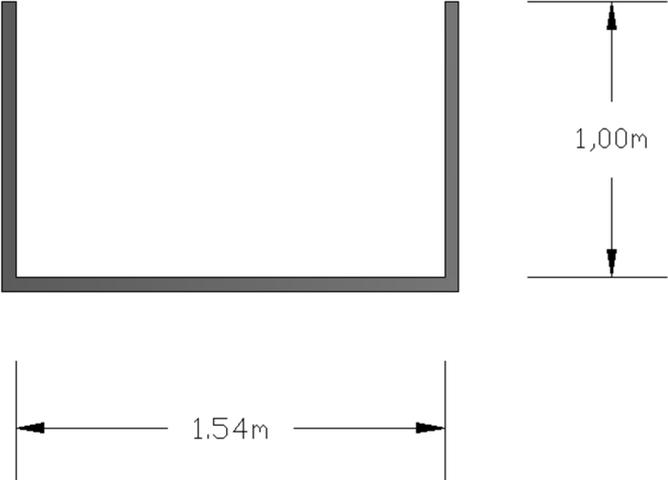
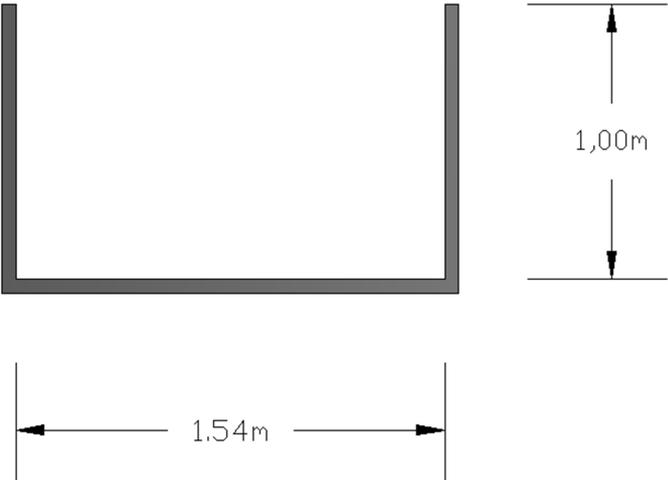
 <p>Diagram showing a rectangular concrete box. The width is labeled as 1,93m and the height is labeled as 1,00m.</p>	<p>Sección A</p> <p>Cajón de concreto</p> <p>Longitud = 20m</p> <p>Pendiente = 0,50%</p>
 <p>Diagram showing a rectangular concrete-lined section. The width is labeled as 1,54m and the height is labeled as 1,00m.</p>	<p>Sección B</p> <p>Sección rectangular revestida de concreto</p> <p>Longitud=197,45m</p> <p>Pendiente= 0,42%</p>
 <p>Diagram showing a rectangular concrete-lined section. The width is labeled as 1,54m and the height is labeled as 1,00m.</p>	<p>Sección B'</p> <p>Sección rectangular revestida de concreto</p> <p>Longitud=118,00</p> <p>Pendiente= 0,53%</p>

Figura A.1 Características físicas de las secciones A, B, y C.

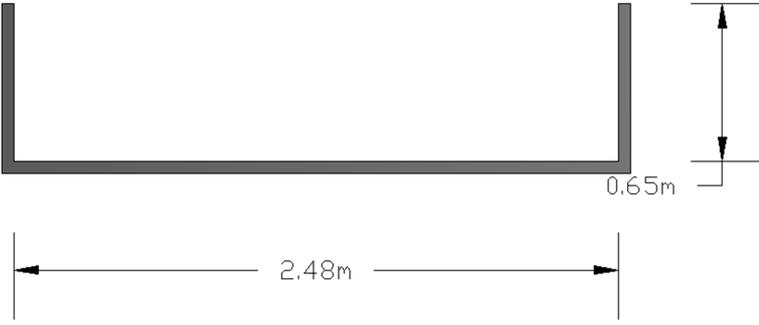
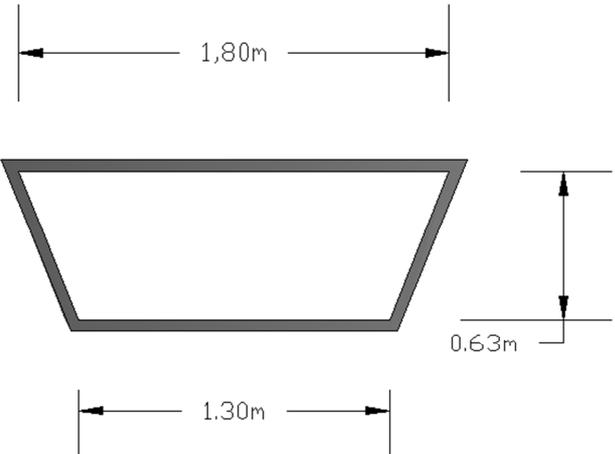
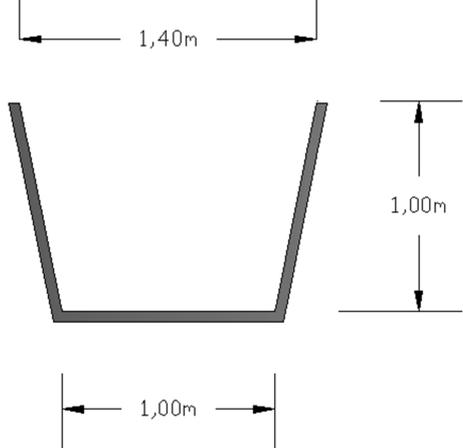
 <p>Diagram of a rectangular section (Sección C) with a width of 2.48m and a height of 0.65m.</p>	<p>Sección C Sección rectangular excavado en suelo de arena fina</p> <p>Longitud=110,34m Pendiente=0,52</p>
 <p>Diagram of a trapezoidal section (Sección D) with a top width of 1.80m, a bottom width of 1.30m, and a height of 0.63m.</p>	<p>Sección D Cajón trapecial revestido de concreto</p> <p>Longitud = 103,38m Pendiente%=1,74%</p>
 <p>Diagram of a trapezoidal section (Sección E) with a top width of 1.40m, a bottom width of 1.00m, and a height of 1.00m.</p>	<p>Sección E</p> <p>Sección trapecial revestida de concreto</p> <p>Longitud = 63,00m Pendiente = 1,75%</p>

Figura A.2 Características físicas de las secciones D, E, y F

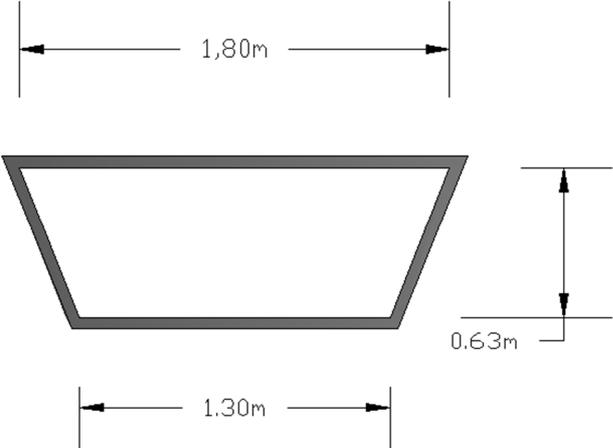
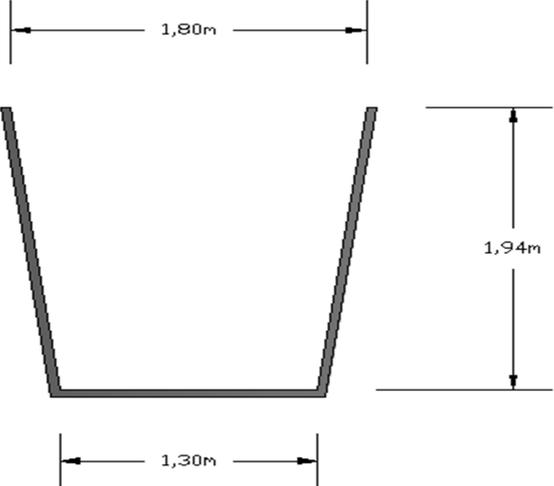
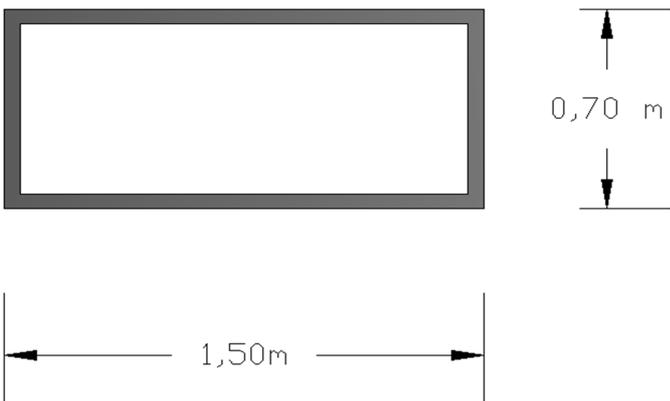
 <p>1,80m</p> <p>1,30m</p> <p>0,63m</p>	<p>Sección F Cajón trapecial recubierto en concreto</p> <p>Longitud = 19,30m Pendiente = 1,76%</p>
 <p>1,80m</p> <p>1,30m</p> <p>1,94m</p>	<p>Sección G Canal trapecial de concreto</p> <p>Longitud = 276,77m Pendiente = 1,76%</p>
 <p>1,50m</p> <p>0,70 m</p>	<p>Sección H Cajón rectangular de concreto</p> <p>Longitud = 68,30m Pendiente = 2,14%</p>

Figura A.3 Características físicas de las secciones F, G y H.

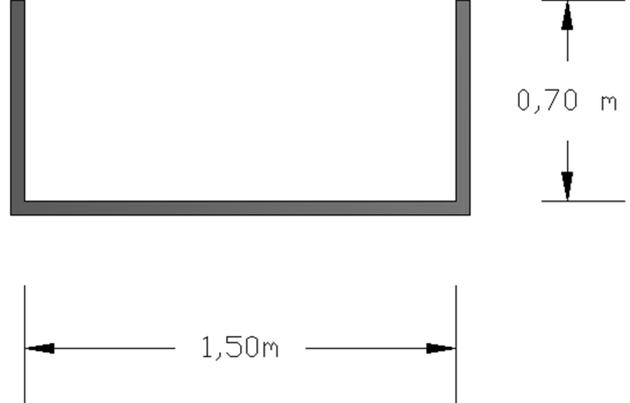
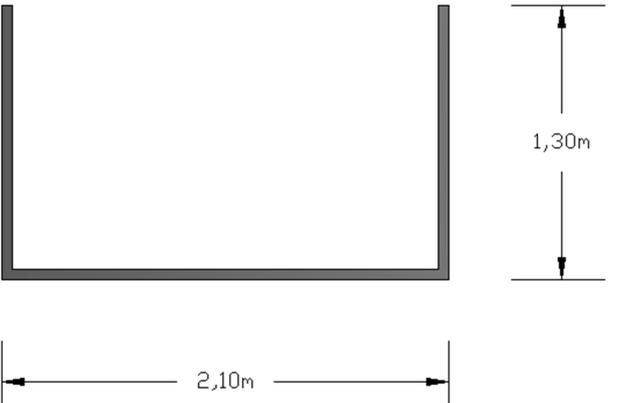
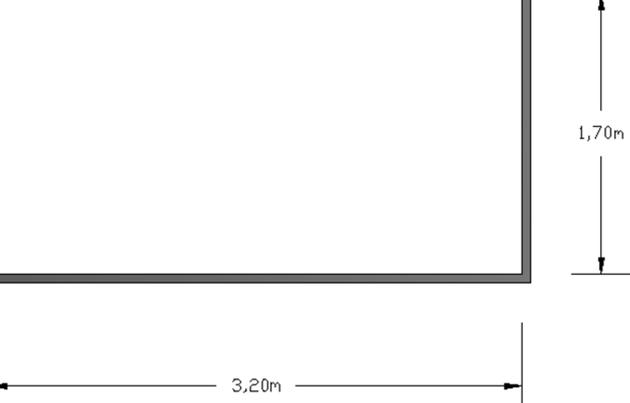
 <p>Diagram of a rectangular canal cross-section. The width is indicated as 1,50m and the depth as 0,70 m.</p>	<p>Sección I Canal de sección rectangular excavado en suelo de arena fina</p> <p>Longitud = 28,30m Pendiente = 1,20%</p>
 <p>Diagram of a rectangular canal cross-section. The width is indicated as 2,10m and the depth as 1,30m.</p>	<p>Sección J Canal de sección rectangular excavado en suelo de arena fina</p> <p>Longitud = 77,00m Pendiente = 1,75%</p>
 <p>Diagram of a rectangular canal cross-section. The width is indicated as 3,20m and the depth as 1,70m.</p>	<p>Sección K Canal de sección rectangular excavado en suelo de arena fina</p> <p>Longitud = 10,80m Pendiente = 4,73%</p>

Figura A.4 Características físicas de las secciones I, J, y K.

APÉNDICE B
PARÁMETROS Y CÁLCULO DE LA PENDIENTE
MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL HASTA LA
SECCIÓN A EVALUAR

Tabla B.1 Pendiente del cauce principal hasta la sección A.

L(m)	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00642
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
2934				36621	

Tabla B.2 Pendiente del cauce principal hasta la sección B.

L(m)	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00636
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
3131,45				39278	

Tabla B.3 Pendiente del cauce principal hasta la sección C.

L(m)	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00643
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
3241,79				40425	

Tabla B.4 Pendiente del cauce principal hasta la sección D.

L(m)	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00659
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
103,38	48,89	47,09	0,0174	783	
3345,17				41208	

Tabla B.5 Pendiente del cauce principal hasta la sección E.

L	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00669
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
103,38	48,89	47,09	0,0174	783	
63,00	47,09	45,99	0,0175	476	
3408,17				41684	

Tabla B.6 Pendiente del cauce principal hasta la sección F.

L	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00671
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
103,38	48,89	47,09	0,0174	783	
63,00	47,09	45,99	0,0175	476	
19,30	45,99	45,65	0,0176	145	
3427,47				41829	

Tabla B.7 Pendiente del cauce principal hasta la sección G.

L	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00711
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
103,38	48,89	47,09	0,0174	783	
63,00	47,09	45,99	0,0175	476	
19,30	45,99	45,65	0,0176	145	
276,77	45,65	40,82	0,0175	2095	
3704,24				43924	

Tabla B.8 Pendiente del cauce principal hasta la sección H.

L	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00722
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
103,38	48,89	47,09	0,0174	783	
63,00	47,09	45,99	0,0175	476	
19,30	45,99	45,65	0,0176	145	
276,77	45,65	40,82	0,0175	2095	
68,29	40,82	39,36	0,0214	467	
3772,53				44391	

Tabla B.9 Pendiente del cauce principal hasta la sección I.

L	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00699
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
103,38	48,89	47,09	0,0174	783	
63,00	47,09	45,99	0,0175	476	
19,30	45,99	45,65	0,0176	145	
276,77	45,65	40,82	0,0175	2095	
68,29	40,82	39,36	0,0214	467	
28,29	39,36	39,34	0,0007	1063	
3800,82				45454	

Tabla B.10 Pendiente del cauce principal hasta la sección J.

L	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/ \sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00710
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
103,38	48,89	47,09	0,0174	783	
63,00	47,09	45,99	0,0175	476	
19,30	45,99	45,65	0,0176	145	
276,77	45,65	40,82	0,0175	2095	
68,29	40,82	39,36	0,0214	467	
28,29	39,36	39,34	0,0007	1063	
76,98	39,34	37,99	0,0175	581	
3877,8				46035	

Tabla B.11 Pendiente del cauce principal hasta la sección K.

L	Ci(m)	Cf(m)	S(m/m)	L/\sqrt{S}	S promedio(m/m)
415,66	77	70	0,0168	3203	0,00712
505,23	70	65	0,0099	5078	
447,00	65	60	0,0112	4226	
353,11	60	55	0,0142	2967	
1193,00	55	51,1	0,0033	20865	
20,00	51,1	51	0,0050	282	
197,45	51	49,91	0,0055	2657	
110,34	49,91	48,89	0,0092	1147	
103,38	48,89	47,09	0,0174	783	
63,00	47,09	45,99	0,0175	476	
19,30	45,99	45,65	0,0176	145	
276,77	45,65	40,82	0,0175	2095	
68,29	40,82	39,36	0,0214	467	
28,29	39,36	39,34	0,0007	1063	
76,98	39,34	37,99	0,0175	581	
10,79	37,99	37,48	0,0473	49	
3888,59				46084	

APÉNDICE C
PRECIPITACIÓN-INTENSIDAD EN DIFERENTES
DURACIONES

Tabla C.1 Precipitaciones (mm) de ciudad Bolívar-Estado Bolívar 1951-1995.

Año	Tiempo/duración (horas)					
	1 h	3 h	6 h	9 h	12 h	24 h
1951	47	51	55	55	55	64
1952	49	62	64	77	77	92
1953	45	56	56	58	58	65
1954	45	56	70	76	76	84
1955	27	40	51	64	64	73
1956	59	62	62	62	103	108
1957	39	50	55	55	57	57
1958	70	89	92	100	105	106
1959	45	101	120	121	123	130
1960	53	62	68	85	90	102
1961	66	85	100	100	100	108
1962	81	158	209	211	211	211
1963	61	69	72	72	72	72
1964	47	99	137	141	141	141
1965	58	77	116	116	116	131
1966	57	66	72	75	75	75
1967	63	63	106	106	106	107
1968	46	49	51	52	52	56
1969	64	80	82	82	82	82
1970	73	76	87	90	90	97
1971	42	47	64	86	89	109
1972	43	55	57	59	60	64
1973	42	48	57	57	57	71
1974	102	144	149	150	150	150
1975	27	27	38	38	53	60
1976	50	51	51	54	59	66
1977	57	70	73	83	95	105
1978	62	63	63	63	63	63
1979	99	133	135	135	135	148
1980	31	35	35	35	39	61
1981	39	57	64	65	65	65
1982	53	69	74	74	74	86
1983	37	38	42	49	57	84
1984	56	64	73	74	74	74
1985	75	97	104	104	106	106

Continuación tabla C.1.

Año	Tiempo/duración (horas)					
	1 h	3 h	6 h	9 h	12 h	24 h
1986	51	58	61	63	66	77
1987	44	62	67	68	68	85
1988	71	84	84	84	84	90
1989	43	67	70	71	71	71
1990	49	81	81	81	81	81
1991	46	62	64	64	64	64
1992	34	36	38	56	56	57
1993	27	39	72	74	75	75
1994	61	97	121	121	121	126
1995	71	103	108	110	110	110

Tabla C.2 Precipitaciones (mm) ordenadas de mayor a menor.

Año	Tiempo/duración (horas)					
	1 h	3 h	6 h	9 h	12 h	24 h
1951	102	158	209	211	211	211
1952	99	144	149	150	150	150
1953	81	133	137	141	141	148
1954	75	103	135	135	135	141
1955	73	101	121	121	123	131
1956	71	99	120	121	121	130
1957	71	97	116	116	116	126
1958	70	97	108	110	110	110
1959	66	89	106	106	106	109
1960	64	85	104	104	106	108
1961	63	84	100	100	105	108
1962	62	81	92	100	103	107
1963	61	80	87	90	100	106
1964	61	77	84	86	95	106
1965	59	76	82	85	90	105
1966	58	70	81	84	90	102
1967	57	69	74	83	89	97
1968	57	69	73	82	84	92
1969	56	67	73	81	82	90
1970	53	66	72	77	81	86
1971	53	64	72	76	77	85
1972	51	63	72	75	76	84

Continuación tabla C.2.

Año	Tiempo/duración (horas)					
	1 h	3 h	6 h	9 h	12 h	24 h
1973	50	63	70	74	75	84
1974	49	62	70	74	75	82
1975	49	62	68	74	74	81
1976	47	62	67	72	74	77
1977	47	62	64	71	72	75
1978	46	62	64	68	71	75
1979	46	58	64	65	68	74
1980	45	57	64	64	66	73
1981	45	56	63	64	65	72
1982	45	56	62	63	64	71
1983	44	55	61	63	64	71
1984	43	51	57	62	63	66
1985	43	51	57	59	60	65
1986	42	50	56	58	59	65
1987	42	49	55	57	58	64
1988	39	48	55	56	57	64
1989	39	47	51	55	57	64
1990	37	40	51	55	57	63
1991	34	39	51	54	56	61
1992	31	38	42	52	55	60
1993	27	36	38	49	53	57
1994	27	35	38	38	52	57
1995	27	27	35	35	39	56

Tabla C.3 Intensidad de precipitaciones (mm) ordenadas de mayor a menor.

N° de Orden	Tiempo/duración (horas)					
	1 h	3h	6 h	9 h	12 h	24 h
1	102,00	52,67	34,83	23,44	17,58	8,79
2	99,00	48,00	24,83	16,67	12,50	6,25
3	81,00	44,33	22,83	15,67	11,75	6,17
4	75,00	34,33	22,50	15,00	11,25	5,88
5	73,00	33,67	20,17	13,44	10,25	5,46
6	71,00	33,00	20,00	13,44	10,08	5,42
7	71,00	32,33	19,33	12,89	9,67	5,25
8	70,00	32,33	18,00	12,22	9,17	4,58
9	66,00	29,67	17,67	11,78	8,83	4,54
10	64,00	28,33	17,33	11,56	8,83	4,50
11	63,00	28,00	16,67	11,11	8,75	4,50
12	62,00	27,00	15,33	11,11	8,58	4,46
13	61,00	26,67	14,50	10,00	8,33	4,42
14	61,00	25,67	14,00	9,56	7,92	4,42
15	59,00	25,33	13,67	9,44	7,50	4,38
16	58,00	23,33	13,50	9,33	7,50	4,25
17	57,00	23,00	12,33	9,22	7,42	4,04
18	57,00	23,00	12,17	9,11	7,00	3,83
19	56,00	22,33	12,17	9,00	6,83	3,75
20	53,00	22,00	12,00	8,56	6,75	3,58
21	53,00	21,33	12,00	8,44	6,42	3,54
22	51,00	21,00	12,00	8,33	6,33	3,50
23	50,00	21,00	11,67	8,22	6,25	3,50
24	49,00	20,67	11,67	8,22	6,25	3,42
25	49,00	20,67	11,33	8,22	6,17	3,38
26	47,00	20,67	11,17	8,00	6,17	3,21
27	47,00	20,67	10,67	7,89	6,00	3,13
28	46,00	20,67	10,67	7,56	5,92	3,13
29	46,00	19,33	10,67	7,22	5,67	3,08
30	45,00	19,00	10,67	7,11	5,50	3,04
31	45,00	18,67	10,50	7,11	5,42	3,00
32	45,00	18,67	10,33	7,00	5,33	2,96
33	44,00	18,33	10,17	7,00	5,33	2,96
34	43,00	17,00	9,50	6,89	5,25	2,75

Continuación tabla C.3.

N° de Orden	Tiempo/duración (horas)					
	1 h	3h	6 h	9 h	12 h	24 h
35	43,00	17,00	9,50	6,56	5,00	2,71
36	42,00	16,67	9,33	6,44	4,92	2,71
37	42,00	16,33	9,17	6,33	4,83	2,67
38	39,00	16,00	9,17	6,22	4,75	2,67
39	39,00	15,67	8,50	6,11	4,75	2,67
40	37,00	13,33	8,50	6,11	4,75	2,63
41	34,00	13,00	8,50	6,00	4,67	2,54
42	31,00	12,67	7,00	5,78	4,58	2,50
43	27,00	12,00	6,33	5,44	4,42	2,38
44	27,00	11,67	6,33	4,22	4,33	2,38
45	27,00	9,00	5,83	3,89	3,25	2,33
Suma	2.407,00	1.046,00	595,00	412,89	318,75	171,21
Media	53,49	23,24	13,22	9,18	7,08	3,80
σ_x	16,51	9,13	5,56	3,62	2,66	1,29

APÉNDICE D
FACTOR DE FRECUENCIA K

Tabla D.1 Factor K para períodos de retorno más aplicado
(Pérez Machado. 1979).

Tr Período de Retorno, años	K, Factor de Frecuencia
2	-0,16
2,3	0,03
5	0,83
10	1,48
20	2,10
25	2,30
50	2,91
100	3,52
200	4,12

APÉNDICE E
VARIABLES REDUCIDA

Tabla E.1 Variable reducida para los periodos de retorno más aplicados (Pérez Machado. 1979).

Tr Período de Retorno, años	Y Variable Reducida	q Probabilidad
2	0,3665	0,500
2,3	0,579	0,571
5	1,4999	0,800
10	2,2502	0,900
20	2,97	0,950
25	3,1985	0,960
50	3,9019	0,980
100	4,6001	0,990
200	5,296	0,950

Tabla E.2 Medida de la variable reducida Y_n para distintos años de observación (Pérez Machado, 1979).

Nº años Registro u observación	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,507	0,51	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,522
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,532	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,538	0,5388	0,5396	0,5402	0,541	0,5418	0,5424	0,543
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,553	0,5533	0,5535	0,5538	0,554	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,555	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,557	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,558	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,56									

TablaE.3 Desviación típica de la variable reducida σ_n para distintos años de observación (Pérez Machado. 1979).

Nº años Registro u observación	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1086
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,148	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,159
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,177	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,189	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,193
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,198	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,202	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,206
100	1,2065									

APÉNDICE F
PERIODOS DE RETORNOS E INTENSIDADES DE
PRECIPITACIÓN APLICADOS AL METODOO
DE OSCAR SILVA

Tabla F.1 Intensidades y períodos de retornos (Método de Oscar Silva).

Orden (m)	1 h	3h	6 h	9 h	12 h	24 h	Tr
1	102,00	52,70	34,80	23,40	17,60	8,80	46,00
2	99,00	48,00	24,80	16,70	12,50	6,30	23,00
3	81,00	44,30	22,80	15,70	11,80	6,20	15,33
4	75,00	34,30	22,50	15,00	11,30	5,90	11,50
5	73,00	33,70	20,20	13,40	10,30	5,50	9,20
6	71,00	33,00	20,00	13,40	10,10	5,40	7,66
7	71,00	32,30	19,30	12,90	9,70	5,30	6,57
8	70,00	32,30	18,00	12,20	9,20	4,60	5,75
14	61,00	25,70	14,00	9,60	7,90	4,40	3,28
15	59,00	25,30	13,70	9,40	7,50	4,40	3,06
16	58,00	23,30	13,50	9,30	7,50	4,30	2,87
17	57,00	23,00	12,30	9,20	7,40	4,00	2,70
18	57,00	23,00	12,20	9,10	7,00	3,80	2,55
19	56,00	22,30	12,20	9,00	6,80	3,80	2,42
20	53,00	22,00	12,00	8,60	6,80	3,60	2,30
21	53,00	21,30	12,00	8,40	6,40	3,50	2,19
22	51,00	21,00	12,00	8,30	6,30	3,50	2,09
23	50,00	21,00	11,70	8,20	6,30	3,50	2,00
24	49,00	20,70	11,70	8,20	6,30	3,40	1,91
25	49,00	20,70	11,30	8,20	6,20	3,40	1,84
26	47,00	20,70	11,20	8,00	6,20	3,20	1,77
27	47,00	20,70	10,70	7,90	6,00	3,10	1,70
28	46,00	20,70	10,70	7,60	5,90	3,10	1,64
29	46,00	19,30	10,70	7,20	5,70	3,10	1,59
30	45,00	19,00	10,70	7,10	5,50	3,00	1,53
31	45,00	18,70	10,50	7,10	5,40	3,00	1,48
32	45,00	18,70	10,30	7,00	5,30	3,00	1,44
33	44,00	18,30	10,20	7,00	5,30	3,00	1,39

Continuación Tabla F.1.

Orden (m)	1 h	3h	6 h	9 h	12 h	24 h	Tr
34	43,00	17,00	9,50	6,90	5,30	2,80	1,35
35	43,00	17,00	9,50	6,60	5,00	2,70	1,31
36	42,00	16,70	9,30	6,40	4,90	2,70	1,28
37	42,00	16,30	9,20	6,30	4,80	2,70	1,24
38	39,00	16,00	9,20	6,20	4,80	2,70	1,21
39	39,00	15,70	8,50	6,10	4,80	2,70	1,18
40	37,00	13,30	8,50	6,10	4,80	2,60	1,15
41	34,00	13,00	8,50	6,00	4,70	2,50	1,12
42	31,00	12,70	7,00	5,80	4,60	2,50	1,10
43	27,00	12,00	6,30	5,40	4,40	2,40	1,07
44	27,00	11,70	6,30	4,20	4,30	2,40	1,05
45	27,00	9,00	5,80	3,90	3,30	2,30	1,02

ANEXOS

ANEXO 1
AGUAS ESTANCADAS EN CANAL DE DRENAJE EN
ESTUDIO



Figura 1 Aguas estancadas en canal de drenaje en estudio.

ANEXO 2
AREA CUBIERTO DE BAJA VEGETACIÓN EN EL
INTERIOR DEL AEROPUERTO



Figura 1 Área cubierto de baja vegetación en el interior del aeropuerto.

ANEXO 3
CALLE INUNDADA FRENTE AL CANAL DEL
AEROPUERTO (AV. ANGOSTURA)



Figura 1 Calle inundada frente al canal del aeropuerto (Av. Angostura).

ANEXO 4
EQUIPOS DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICOS
APLICADO



Figura 1 Equipos de levantamiento topográfico aplicado.

ANEXO 5
DATOS TOPOGRÁFICOS DEL CANAL DEL AEROPUERTO
JOSÉ TOMAS DE HERES

Tabla 1 Datos topográficos del canal del aeropuerto José Tomas de Heres.

Estación	Punto Visado	Azimut	Angulo vertical (° ` ``)	Distancia Inclínada (mt)	Distancia Horizontal (mt)	Desnivel (mt)	Cota (mt)
Tramo A	51,100						
0	1	10 ⁰⁰ '00''	-0,3 ⁰⁰ '00''	20	20,000	-0,105	51,000
Tramo B							
1	2	10 ⁰⁰ '00''	-0,3 ⁰⁰ '00''	7,00	6,990	-0,037	50,963
2	2D	95 ⁰⁰ '00''	49 ⁰⁰ '00''	0,77	0,505	0,581	51,544
	2D`	95 ⁰⁰ '00''	30 ⁰⁰ '00''	4,02	3,481	2,010	52,973
	2I	275 ⁰⁰ '00''	44 ⁰⁰ '00''	0,77	0,554	0,535	51,498
	2I`	275 ⁰⁰ '00''	31,3 ⁰⁰ '00''	3,77	3,221	1,959	52,922
2	3	10 ⁰⁰ '00''	-0,3 ⁰⁰ '00''	6,30	6,300	-0,033	50,930
3	4	40 ⁰⁰ '00''	-0,3 ⁰⁰ '00''	30,00	30,000	-0,157	50,773
4	4D	130 ⁰⁰ '00''	46 ⁰⁰ '00''	0,77	0,535	0,554	51,327
	4D`	130 ⁰⁰ '00''	31 ⁰⁰ '00''	3,07	2,632	1,581	52,354
	4I	310 ⁰⁰ '00''	49 ⁰⁰ '00''	0,77	0,505	0,581	51,354
	4I`	310 ⁰⁰ '00''	26 ⁰⁰ '00''	3,84	3,451	1,683	52,457
4	5	40 ⁰⁰ '00''	-0,3 ⁰⁰ '00''	49,50	49,499	-0,259	50,753
5	6	52 ⁰⁰ '00''	-0,3 ⁰⁰ '00''	3,83	3,830	-0,020	50,733
6	6D	141 ⁰⁰ '00''	56 ⁰⁰ '00''	0,77	0,431	0,638	51,372
	6D`	141 ⁰⁰ '00''	36 ⁰⁰ '00''	2,59	2,095	1,522	52,256
	6I	322 ⁰⁰ '00''	47 ⁰⁰ '00''	0,77	0,525	0,563	51,296
	6I`	322 ⁰⁰ '00''	30,3 ⁰⁰ '00''	2,87	2,478	1,448	52,181
6	7	52 ⁰⁰ '00''	-0,3 ⁰⁰ '00''	3,83	3,830	-0,020	50,713
7	8	35 ⁰⁰ '00''	-0,3 ⁰⁰ '00''	12,45	12,450	-0,065	50,648
	8D	110 ⁰⁰ '00''	48 ⁰⁰ '00''	0,77	0,515	0,572	51,220
	8D`	110 ⁰⁰ '00''	34 ⁰⁰ '00''	2,87	2,379	1,605	52,253
	8I	290 ⁰⁰ '00''	45 ⁰⁰ '00''	0,77	0,544	0,544	51,192

Continuación tabla 1.

	8Γ	290°00'00''	32°00'00''	2,80	2,375	1,484	52,132
8	9	35°00'00''	-0,3°00'00''	24,90	24,900	-0,130	50,518
9	10	22°00'00''	-1°00'00''	23,85	23,846	-0,416	50,101
	10D	116°00'00''	46°00'00''	0,77	0,535	0,554	50,655
	10D`	116°00'00''	33°00'00''	2,57	2,155	1,400	51,501
	10I	301°00'00''	38°00'00''	0,77	0,607	0,474	50,575
	10Γ	301°00'00''	33°00'00''	3,10	2,600	1,688	51,790
10	11	22°00'00''	-0,3°00'00''	35,80	35,800	-0,187	49,914
Tramo C							
11	12	22°00'00''	0°00'00''	25,55	25,550	0,000	49,910
12	12D	108°00'00''	14°00'00''	1,24	1,203	0,300	50,210
	12D`	108°00'00''	34°00'00''	2,05	1,700	1,146	51,056
	12I	292°00'00''	7°00'00''	1,23	1,221	0,150	50,060
	12Γ	292°00'00''	18°00'00''	3,13	2,977	0,967	50,877
12	13	24°00'00''	-0,3°00'00''	52,00	51,999	-0,272	49,638
13	14	325°00'00''	-1,3°00'00''	32,80	32,792	-0,744	48,894
Tramo D							
14	15	40°00'00''	-1°00'00''	103,40	103,384	-1,805	47,089
Tramo E							
15	16	40°00'00''	-1°00'00''	22,50	22,497	-0,393	46,696
16	16D	124°00'00''	52°00'00''	0,70	0,431	0,552	47,248
	16D`	124°00'00''	21°00'00''	3,30	3,081	1,183	47,879
	16I	306°00'00''	50°00'00''	0,70	0,450	0,536	47,233
	16Γ	306°00'00''	22°00'00''	3,05	2,828	1,143	47,839
16	17	40°00'00''	-1°00'00''	40,50	40,494	-0,707	45,990
17	18	30°00'00''	-1°00'00''	19,30	19,297	-0,337	45,653

Continuación. Tabla 1

Tramo D							
14	15	40 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	103,40	103,384	-1,805	47,089
Tramo E							
15	16	40 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	22,50	22,497	-0,393	46,696
16	16D	124 ⁰⁰ '00''	52 ⁰⁰ '00''	0,70	0,431	0,552	47,248
	16D`	124 ⁰⁰ '00''	21 ⁰⁰ '00''	3,30	3,081	1,183	47,879
	16I	306 ⁰⁰ '00''	50 ⁰⁰ '00''	0,70	0,450	0,536	47,233
	16I`	306 ⁰⁰ '00''	22 ⁰⁰ '00''	3,05	2,828	1,143	47,839
16	17	40 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	40,50	40,494	-0,707	45,990
Tramo F							
17	18	30 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	19,30	19,297	-0,337	45,653
Tramo G							
18	19	30 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	8,50	8,499	-0,148	45,504
19	19D	123 ⁰⁰ '00''	11 ⁰⁰ '00''	0,65	0,638	0,124	45,628
	19D`	123 ⁰⁰ '00''	31 ⁰⁰ '00''	1,95	1,671	1,004	46,509
	19I	300 ⁰⁰ '00''	11 ⁰⁰ '00''	0,65	0,638	0,124	45,628
	19I`	300 ⁰⁰ '00''	32 ⁰⁰ '00''	1,90	1,611	1,007	46,511
19	20	30 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	8,50	8,499	-0,148	45,356
20	21	8 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	60,00	59,991	-1,047	44,309
21	21D	96 ⁰⁰ '00''	39 ⁰⁰ '00''	0,90	0,699	0,566	44,875
	21D`	96 ⁰⁰ '00''	25 ⁰⁰ '00''	3,30	2,991	1,395	45,703
	21I	277 ⁰⁰ '00''	37 ⁰⁰ '00''	1,50	1,198	0,903	45,212
	21I`	277 ⁰⁰ '00''	27 ⁰⁰ '00''	2,90	2,584	1,317	45,625
21	22	8 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	46,30	46,293	-0,808	43,501
22	23	8 ⁰⁰ '00''	-1 ⁰⁰ '00''	19,70	19,697	-0,344	43,157
23	23D	94 ⁰⁰ '00''	46 ⁰⁰ '00''	2,16	1,500	1,554	44,711

Continuación. Tabla 1

	23Γ	276 ⁰ 00'00''	40,3 ⁰ 00'00''	1,80	1,373	1,164	44,321
23	24	8 ⁰ 00'00''	-1 ⁰ 00'00''	27,00	26,996	-0,471	42,686
24	25	8 ⁰ 00'00''	-1 ⁰ 00'00''	53,80	53,792	-0,939	41,747
25	25D`	99 ⁰ 00'00''	36 ⁰ 00'00''	2,10	1,699	1,234	42,981
	25Γ	281 ⁰ 00'00''	30 ⁰ 00'00''	2,30	1,992	1,150	42,897
25	26	8 ⁰ 00'00''	-1 ⁰ 00'00''	27,40	27,396	-0,478	41,269
26	27	8 ⁰ 00'00''	-1 ⁰ 00'00''	25,60	25,596	-0,447	40,822
Tramo H							
27	28	8 ⁰ 00'00''	-1 ⁰ 00'00''	68,30	68,290	-1,192	39,630
Tramo I							
28	29	7 ⁰ 00'00''	-1 ⁰ 00'00''	16,70	16,697	-0,291	39,338
	29D`	120 ⁰ 00'00''	11 ⁰ 00'00''	3,00	2,945	0,572	39,911
	29D	120 ⁰ 00'00''	13 ⁰ 00'00''	1,70	1,656	0,382	39,721
	29Γ	310 ⁰ 00'00''	7 ⁰ 00'00''	3,20	3,176	0,390	39,728
	29I	310 ⁰ 00'00''	14 ⁰ 00'00''	1,40	1,358	0,339	39,677
Tramo J							
29	30	7 ⁰ 00'00''	-1 ⁰ 00'00''	33,20	33,195	-0,579	38,759
30	30D`	159 ⁰ 00'00''	20 ⁰ 00'00''	3,10	2,913	1,060	39,819
	30D	159 ⁰ 00'00''	14 ⁰ 00'00''	1,70	1,650	0,411	39,170
	30Γ	339 ⁰ 00'00''	24 ⁰ 00'00''	3,15	2,878	1,281	40,040
	30I	339 ⁰ 00'00''	11 ⁰ 00'00''	1,50	1,472	0,286	39,045
30	31	7 ⁰ 00'00''	-1 ⁰ 00'00''	43,80	43,793	-0,764	37,995

Continuación. Tabla 1

Tramo K							
31	32	3 ⁰ 00'00''	-3 ⁰ 00'00''	10,80	10,785	-0,565	37,429
							50,530
11	11`	259 ⁰ 00'00''	-0,3 ⁰ 00'00''	118,00	117,998	-0,618	49,910

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/5

Título	EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DEL CANAL DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES DEL AEROPUERTO JOSÉ TOMÁS DE HERES DE CIUDAD BOLÍVAR, MUNICIPIO HERES.
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
Bernardo H., Emma L.	CVLAC	16.500.667
	e-mail	Elbh_25@hotmail.com
	e-mail	
Romero, Frederick E.	CVLAC	18.012.390
	e-mail	Frederick_romero_2686@hotmail.com
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

SISTEMA DE DRENAJE
CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES
DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE
DECRETO 5.318
CURVAS I.D.F.
CAPACIDAD HIDRAULICA

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
CIENCIAS DE LA TIERRA	INGENIERIA CIVIL

Resumen (abstract):

Siguiendo cada uno de los objetivos planteados dentro de la investigación se debe señalar que el área total a drenar durante las lluvias por el canal del aeropuerto José Tomas de Heres es de 210,38Ha el cual se divide en 133,88Ha y 76,50Ha que corresponden al sector urbano y al interior del aeropuerto; dentro de sus límites se encuentra el recorrido del cauce principal de 2914 a partir del cual se fija el valor del tiempo de concentración superficial, una pendiente media de categoría suave por ser inferior al 2%, coeficientes de escorrentía cuyo valor promedio hacia la parte urbana es de 0,77 y 0,30 al interior del aeropuerto, dicho canal se divide en 11 secciones diferentes más un canal ubicado en la ladera del Oeste (Sección B`) donde intercepta el final de la segunda y el inicio de la tercera sección, cabe destacar que el máximo caudal que puede conducir el sistema de drenaje es de 34322,590lps que corresponden a la último tramo (sección K) de aproximadamente 10,80m, mientras la capacidad mínima es de 2173,349lps ubicada en la tercera sección (sección C) con una longitud próxima a los 110,34m. Por su parte el caudal de diseño se determinó por medio de los métodos racional , Chow e hidrograma triangular, según este orden los resultados fueron para los máximos de (28201,813, 19741,179 y 14678,771)lps y un mínimo de (24417,416, 17336,011 y 12708,827)lps, sin embargo antes de determinar el gasto que generan las áreas divididas de cada sección fue necesario contar con datos pluviométricos del área en estudio, el cual corresponde al registro de precipitaciones de 45 años de registro con fecha que van desde 1951 hasta 1995 con duraciones de 1, 3, 6 ,9 12 y 24 horas donde una vez que dichas precipitaciones fueron transformadas a intensidades de precipitación se procesaron mediante métodos y formulas estadísticas que son aplicables a la hidrología obteniéndose así las curvas I.D.F según el método analítico y el método de Oscar Silva los cuales fueron promediados para los mismos tiempo de concentración y período de retornode10 años por tratarse de una zona urbana para su posterior aplicación.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/5

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail	
Martinez, Jesus	ROL	C <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> S <input checked="" type="checkbox"/> T <input type="checkbox"/> U <input type="checkbox"/> J <input type="checkbox"/> U <input type="checkbox"/>
	CVLAC	18.236.171
	e-mail	Jesus.martinez.noriega@gmailcom
	e-mail	
Grieco, Giovanni	ROL	C <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> T <input type="checkbox"/> U <input type="checkbox"/> J <input checked="" type="checkbox"/> U <input type="checkbox"/>
	CVLAC	8.868.256
	e-mail	griecogiov@yahoo.com
	e-mail	
Diéguez, Marisol	ROL	C <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> T <input type="checkbox"/> U <input type="checkbox"/> J <input checked="" type="checkbox"/> U <input type="checkbox"/>
	CVLAC	13.658.188
	e-mail	marisoldieguezd@gmail.com
	e-mail	

Contribuidores:

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
2011	04	27

Lenguaje: spa

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/5

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
Tesis-Evaluación del canal de drenaje.doc	Application/msword

Alcance:

Espacial: CIUDAD BOLIVAR.EDO BOLIVAR (Opcional)

Temporal: 10 AÑOS (Opcional)

Título o Grado asociado con el trabajo: INGENIERO CIVIL

Nivel Asociado con el Trabajo: PREGRADO

Área de Estudio: DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

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

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

Derechos:

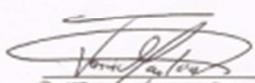
**De acuerdo al artículo 44 del reglamento de trabajos de grado
“Los Trabajos de grado son exclusiva propiedad de la
Universidad de Oriente y solo podrán ser utilizadas a otros
fines con el consentimiento del consejo de núcleo respectivo,
quien lo participara al Consejo Universitario”**

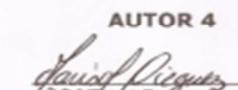
Condiciones bajo las cuales los autores aceptan que el trabajo sea distribuido. La idea es dar la máxima distribución posible a las ideas contenidas en el trabajo, salvaguardando al mismo tiempo los derechos de propiedad intelectual de los realizadores del trabajo, y los beneficios para los autores y/o la Universidad de Oriente que pudieran derivarse de patentes comerciales o industriales.

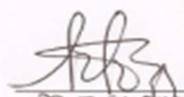

Emma Barnardo
AUTOR 1


Romeo Frederick
AUTOR 2

AUTOR 3


PROF. JESÚS MARTÍNEZ
TUTOR

AUTOR 4

PROF. MARCEL DÍAZ
JURADO 1


PROF. GIOVANNI GRECO
JURADO 2

POR LA SUBCONSIÓN DE TESIS:

