

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LAS
ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DEL ARROYO LA PALMA
(SINCELEJO - SUCRE)**

**YONNY JAVIER TÁMARA CAMPO
CARLOS GUILLERMO URZOLA MARTÍNEZ**

**UNIVERSIDAD DE SUCRE
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA INGENIERÍA AGRÍCOLA Y CIVIL
SINCELEJO, SUCRE
2006**

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LAS
ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DEL ARROYO LA PALMA
(SINCELEJO - SUCRE)**

**YONNY JAVIER TÁMARA CAMPO
CARLOS GUILLERMO URZOLA MARTÍNEZ**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de
Ingeniero Agrícola e Ingeniero Civil**

Director:

**GUSTAVO BARROS CANTILLO
Ing. Agrícola Esp. Ciencias Ambientales**

**UNIVERSIDAD DE SUCRE
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA INGENIERÍA AGRÍCOLA Y CIVIL
SINCELEJO, SUCRE
2006**

Nota de aceptación

Jurado

Jurado

Jurado

Sincelejo, Marzo de 2006

DEDICATORIA

A Dios, a mis padres, mi familia y a mi amada Katherine, que con su apoyo incondicional, su perseverancia y su cariño, me llenaron de fuerzas, voluntad y gana de salir adelante para así alcanzar tan anhelada meta.

Carlos Guillermo.

A Dios, sobre todas las cosas, por motivarme a ser alguien en la vida, a mis padres por su apoyo incondicional, a pesar de todos los inconvenientes y a todas aquellas personas que contribuyeron con mi proceso de aprendizaje.

Yonny Javier.

AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente trabajo manifiestan los más sinceros agradecimientos a:

Gustavo Barros Cantillo, Ing. Agrícola Especialista en Ciencias Ambientales. Director del trabajo.

Ruby Ortiz Navas, ingeniero agrícola. MSc. En Aguas y Suelos. Profesora de la Universidad de Sucre.

Katerine Martínez Álvarez, Psicóloga. Jefe de Gestión Social de Tolcemento.

Instituto Geográfico Agustín Codazzi, Seccional Sucre por su apoyo y colaboración prestada.

Salin Suárez, Arquitecto, por su apoyo y colaboración.

Bias Díaz, q.e.p.d, por su apoyo y colaboración en vida.

A todas aquellas personas que de una u otra forma colaboraron para la realización de este trabajo.

CONTENIDO

	Pág.
RESUMEN	14
ABSTRACT	15
INTRODUCCIÓN	16
1. LOCALIZACION DEL AREA DE ESTUDIO	18
2. ESTADO DEL ARTE	20
2.1 LA CUENCA	20
2.1.1 Características fisiográficas de la cuenca	20
2.1.2 Drenaje de la cuenca	26
2.2 RELACION PRECIPITACION – ESCORRENTIA	28
2.2.1 Precipitación de excesos	28
2.2.2 Escorrentía superficial	28
2.2.3 Coeficientes de escorrentía, C	28
2.3 DETERMINACION DE CAUDALES	29
2.3.1 Método del sistema de conservación de suelos para abstracciones o pérdidas. Método del número de la curva (N.C.)	29
2.3.2 Método racional.	32
2.3.3 Hidrograma unitario	32
2.3.4 Hidrograma unitario triangular	33
2.4 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD EMPLEADAS SELECCIONAR LA LLUVIA DE DISEÑO	35
2.4.1 Período de retorno	35
2.4.2 Métodos graficadores	37
2.5 DISEÑO HIDROLÓGICO	38
2.5.1 Control de aguas	38
2.5.2 Uso del agua	39
2.5.3 Valor del diseño hidrológico	39
2.6 PRECIPITACION DE DISEÑO	40
2.7 DISEÑO DE ESTRUCTURAS	41
2.7.1 Trazado de canales	41
2.7.2 Diseño de canales no erosionables o revestidos	41
2.7.3 Canales abiertos	43
2.7.4 Sección del canal	44

3. METODOLOGÍA	46
3.1 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA	46
3.2 ESTUDIO FISIOGRAFICO DE LA CUENCA	47
3.3 CÁLCULO DE CAUDALES	47
3.4 PROPUESTA DE ESTRUCTURAS	47
3.5 MATERIALES Y EQUIPOS	48
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	49
4.1 CARACTERISTICAS GENERALES DEL AREA EN ESTUDIO	49
4.1.1 Límites de la cuenca	49
4.1.2 Clima	49
4.1.3 Suelos	50
4.1.4 Hidrografía	50
4.1.5 Geología	51
4.1.6 Componente humano, ambiental y social	51
4.2 PARÁMETROS DE LA CUENCA	53
4.2.1 Área de la cuenca	53
4.2.2 Pendiente de la Unidad	57
4.2.3 Cauce principal	58
4.2.4 Forma de la unidad	58
4.2.5 Densidad de drenaje	59
4.3 INVENTARIO Y DIAGNOSTICO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	59
4.3.1 Canal rectangular	59
4.3.2 Canal natural	60
4.3.3 Calle canal	61
4.3.4 Canal en tierra	62
4.3.5 Rejillas del barrio La Ford	63
4.3.6 Rejilla del barrio Petaca	64
4.3.7 Rejillas del barrio Siete de Agosto	64
4.4 CÁLCULO DE PRECIPITACIONES DE EXCESO	65
4.4.1 Distribución de Gumbell	65
4.4.2 Distribución Normal o de Gauss	66
4.4.3 Distribución Pearson tipo III	67
4.5 DETERMINACIÓN DE RIESGOS PERMISIBLE	69
4.6 CALCULO DEL CAUDAL POR EL MÉTODO DEL NÚMERO DE LA CURVA Y EL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR	71
4.6.1 Sub - Unidad N° 1	71
4.6.2 Sub - Unidad N° 2	73
4.6.3 Sub - Unidad N° 3	74
4.6.4 Sub - Unidad N° 4	74
4.6.5 Sub - Unidad N° 5	75
4.6.6 Cálculo del caudal total, Q_t	76
4.7 DISEÑO DE SECCIÓN DE CANALES	76
4.7.1 Tramo K 0+ 809.75 a K 0+ 733 (Canal Rectangular)	76
4.7.2 Tramo K 0 + 733 a K 0+ 719.45 (Canal Rectangular)	78
4.7.3 Tramo K 0+ 719.45 a K 0+700	79

4.7.4	Tramo K 0+ 700 a K 0+670. (Canal trapezoidal)	79
4.7.5	Transición K 0 + 670 a K 0 + 663.57	81
4.7.6	Tramo K 0 + 663.57 a K 0 + 637 (Tubería N° 1)	82
4.7.7	Tramo K 0 + 637 (Tubería N° 1) a K 0 + 455 (Canal trapezoidal)	83
4.7.8	Tramo K 0 + 455 a K 0 + 275.65 (Canal trapezoidal)	83
4.7.9	Tramo K 0 + 75 a K 0 + 47 (Canal trapezoidal)	84
4.7.10	Diseño de la sección de la rápida tramo K 0 + 47 a K 0 + 00	85
4.7.11	Características hidráulicas y geométricas de las secciones del canal propuesto	86
4.8	DETERMINACION DEL NIVEL DEL FLUJO EN LA CALLE CANAL	89
4.8.1	Tramo K 0 + 275.65 a K 0 + 240	89
4.8.2	Tramo K 0 + 240 a K 0 + 200	90
4.8.3	Tramo K 0+200 a K 0+160	90
4.8.4	Tramo K0+160 a K0+120	91
4.8.5	Tramo K 0+120 a K 0+82.41	91
4.8.6	Tramo K 0+82.41 a K 0+78.51	92
4.9	DISPOSICION DE CANALETAS EN LA CALLE CANAL	94
4.10	CÁLCULO DE SOBRE-ELEVACIÓN EN LA PARTE EXTERIOR DE LAS CURVAS EN CANALES	95
4.10.1	Cálculo de la curvatura N° 1	96
4.10.2	Cálculo de la curvatura N° 2	96
4.10.3	Cálculo de la curvatura N° 3	96
4.11	DISEÑO DE LA SECCIÓN DEL CAUCE QUE SE UNE AL ARROYO EN K 0 + 455	97
4.12	UNIÓN DE CANALES EN EL TRAMO K 0 + 455	97
4.13	DISIPADORES CON BLOQUES DE IMPACTO	98
4.14	CÁLCULO DE LOS DISIPADORES	99
	CONCLUSIONES	104
	RECOMENDACIONES	106
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	108
	ANEXOS	109

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla Nº 1. Periodos de retorno según el tipo de proyecto	36
Tabla Nº 2. Parámetros fisiográficos de la unidad.	54
Tabla Nº 3. Cálculo de la elevación media.	56
Tabla Nº 4. Clasificación del terreno según su pendiente.	57
Tabla Nº 5. Determinación del tiempo de retorno. Método de Gumbell	65
Tabla Nº 6. Datos para distribución normal o de Gauss	66
Tabla Nº 7. Datos para distribución Pearson III	68
Tabla Nº 8. Tramo K 0 + 809.57 a K 0 + 733 (Canal rectangular)	86
Tabla Nº 9. Tramo K 0 + 733 a K 0 + 719.45 (Canal rectangular)	86
Tabla Nº 10. Tramo K 0 + 719.45 a K 0 + 700 (Canal rectangular)	86
Tabla Nº 11. Tramo k 0 + 700 a k 0 + 670 (Canal trapezoidal)	86
Tabla Nº 12. Tramo K 0 + 663.57 a K 0 + 637 (Canal trapezoidal)	87
Tabla Nº 13. Tramo K 0 + 637 (Tubería Nº 1) a K 0 + 455 (Canal trapezoidal)	87
Tabla Nº 14. Tramo K 0 + 455 a K 0 + 275.65 (Canal trapezoidal)	87

Tabla N° 15. Tramo K 0 + 75 a K 0 + 47 (Canal trapezoidal)	87
Tabla N° 16. Tramo K 0 + 47 a K 0 + 00 rápida – tramo empinado	87
Tabla N° 17. Tramo K 0 + 47 a K 0 + 00 rápida – tramo neutralizador	87

LISTA DE GRÁFICAS

	Pág.
Gráfica N° 1. Localización geográfica del área de estudio	19
Gráfica N° 2. Curva hipsométrica	57
Gráfica N° 3. Calculo de precipitación por el método de distribución de Gumbell	70

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo N° 1. Precipitaciones máximas anuales	110
Anexo N° 2. Condiciones antecedentes de humedad II.	111
Anexo N° 3. Valores de K_t , para la distribución de Pearson tipo III. (Asimetría positiva).	112
Anexo N° 4. Probabilidad acumulada de la distribución normal estándar	113
Anexo N° 5. Elementos geométricos de secciones de canal.	114
Anexo N° 6. Relación de caudal para considerar derrame en el canal. (Gerodetti)	115

LISTA DE PLANOS

Plano N° 1. Trazado de parteaguas, subunidades de cuenca y corrientes principales

Plano N° 2. Levantamiento planimétrico y altimétrico del arroyo la palma y eje del canal propuesto

Plano N° 3. Secciones naturales, secciones propuestas, disipadores, disposición de canaletas y comportamiento del flujo

RESUMEN

Para el estudio de la Unidad del arroyo La Palma se tuvieron en cuenta parámetros fisiográficos que permitieron caracterizar y clasificar cualitativamente a la cuenca y estudios hidrológicos basados en registros de precipitación diaria de la estación Puerta Roja, los cuales se utilizaron para el cálculo de la precipitación de exceso que cae sobre el área; métodos alternativos basados en pérdidas y tiempos de concentración se usaron para calcular la precipitación y el caudal de diseño.

Los parámetros fisiográficos caracterizan y clasifican la Unidad como alargada con drenaje eficiente, pero con rápidos ascensos de la corriente que causan problemas de drenaje y sedimentación. El cauce principal y sus tributarios son efímeros y de corta duración.

El estudio hidrológico se realizó por tres métodos graficadores o de distribución de probabilidad Gumbell, Normal o de Gauss y Pearson Tipo III; en éste estudio se escogió el método Pearson Tipo III, teniendo en cuenta su mayor ajuste probabilístico. Para la determinación del caudal de diseño se usan el método del Sistema de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (C.S.E.U.) o Número de la Curva para el cálculo de la precipitación de diseño y el hidrograma unitario triangular para el cálculo del caudal usados en el diseño de las estructuras hidráulicas presentadas como propuesta en éste trabajo. Con base en la ecuación de Maning se determinan las características geométricas e hidráulicas de las estructuras.

ABSTRACT

For the study of the Unit of the stream The Palm is kept in mind parameters fisiográficos that you/they allow to characterize and to classify qualitatively to a basin and hydrological studies based on registrations of daily precipitation of the station Puerta Roja, which are used for the calculation of the excess precipitation that falls on the area and alternative methods based on losses and times of concentration are used to calculate the precipitation and the design flow.

The parameters fisiográficos characterize and they classify the Unit like lengthened with efficient drainage, but with quick ascents of the current that causes drainage problems and sedimentation. The main bed and their tributary ones are ephemeral and of short duration.

The hydrological study was carried out for three methods graficadores or of distribution of probability Gumbell, Normal or of Gauss and Pearson Type III; in this study the method Pearson Type was chosen III, keeping in mind its biggest adjustment probabilístico. For the determination of the design flow the method of the System of Conservation of Soils of the United States or Number of the Curve are used for the calculation of the design precipitation and the triangular unitary hidrograma for the calculation of the flow used in the design of the hydraulic structures presented as proposal in this work. With base in the equation of Maning the geometric and hydraulic characteristics of the structures are determined.

INTRODUCCIÓN

Sincelejo capital del departamento de Sucre, es una ciudad que presenta una topografía irregular, con diferencias de nivel de 50 metros aproximadamente. Las fuertes pendientes producen altas velocidades en las aguas de escorrentía superficial, las cuales han aumentado su volumen debido al crecimiento y urbanización de la ciudad.

En toda la ciudad se presentan corrientes superficiales llamadas arroyos, que tienen como principal problema el desbordamiento de su cauce en la época de lluvia, produciendo inundaciones y llevando consigo una gran cantidad de residuos sólidos y aguas negras provenientes de algunos barrios. En la época de sequía su mayor problema es la conducción de aguas residuales en sitios donde la descarga se hace directamente a las calles, debido al deficiente sistema de alcantarillado y al mal manejo de desechos. En las últimas décadas el problema se ha incrementado, lo que ha hecho que las autoridades municipales piensen en la canalización de estas corrientes y en la separación de las aguas lluvias de las aguas negras. Sin embargo la falta de políticas reales de desarrollo y de inversión ha impedido solucionar esta situación, siendo muchos los arroyos que no cuentan con una canalización adecuada para drenar sus cuencas.

El arroyo La Palma de la ciudad de Sincelejo es una corriente superficial, que drena una zona urbana, con un área aproximada de 0.8 km^2 (80 Ha). La respuesta hidrológica de ésta zona es rápida y torrencial, debido a lo impermeable de sus calles. Otra fuente que alimenta ésta corriente son las

aguas servidas que en algunos casos son vertidas directamente a las vías. El arroyo la Palma es afluente del arroyo el Paso al cual se une en cercanías de la Universidad de Sucre, en los predios de Puerta Roja.

El arroyo La Palma presenta problemas en su cauce por no estar canalizado en todo su recorrido, además tiene un alto grado de contaminación debido a que recibe las aguas residuales de algunos barrios de la zona, que no cuentan con sistema de alcantarillado. El arroyo atraviesa algunos predios en los cuales causa erosión. Las aguas superficiales que drenan al arroyo la Palma provienen de las áreas ocupadas por los barrios: La Ford, La Palma; Bloques de La Palma, el Siete de Agosto, la Lucha, el Prado, Cuatro Vientos, Petaca, las Flores, Chacurí, Charconcito, parte del Centro, Fátima y el barrio de invasión contiguo a la Palma (6 de Enero).

Debido a los inconvenientes que presenta éste arroyo para la ciudad de Sincelejo ya que constituye una fuente de contaminación ambiental y paisajística, además de las inundaciones que tienen que soportar algunos de los moradores del sector del barrio La Palma, se hace necesario plantear soluciones para evitar que se sigan presentando todo tipo de epidemias o enfermedades que se puedan originar por el mal estado del sistema de evacuación de las aguas lluvias y el mal manejo de las aguas negras que son vertidas sin ningún control en lugares aguas arriba.

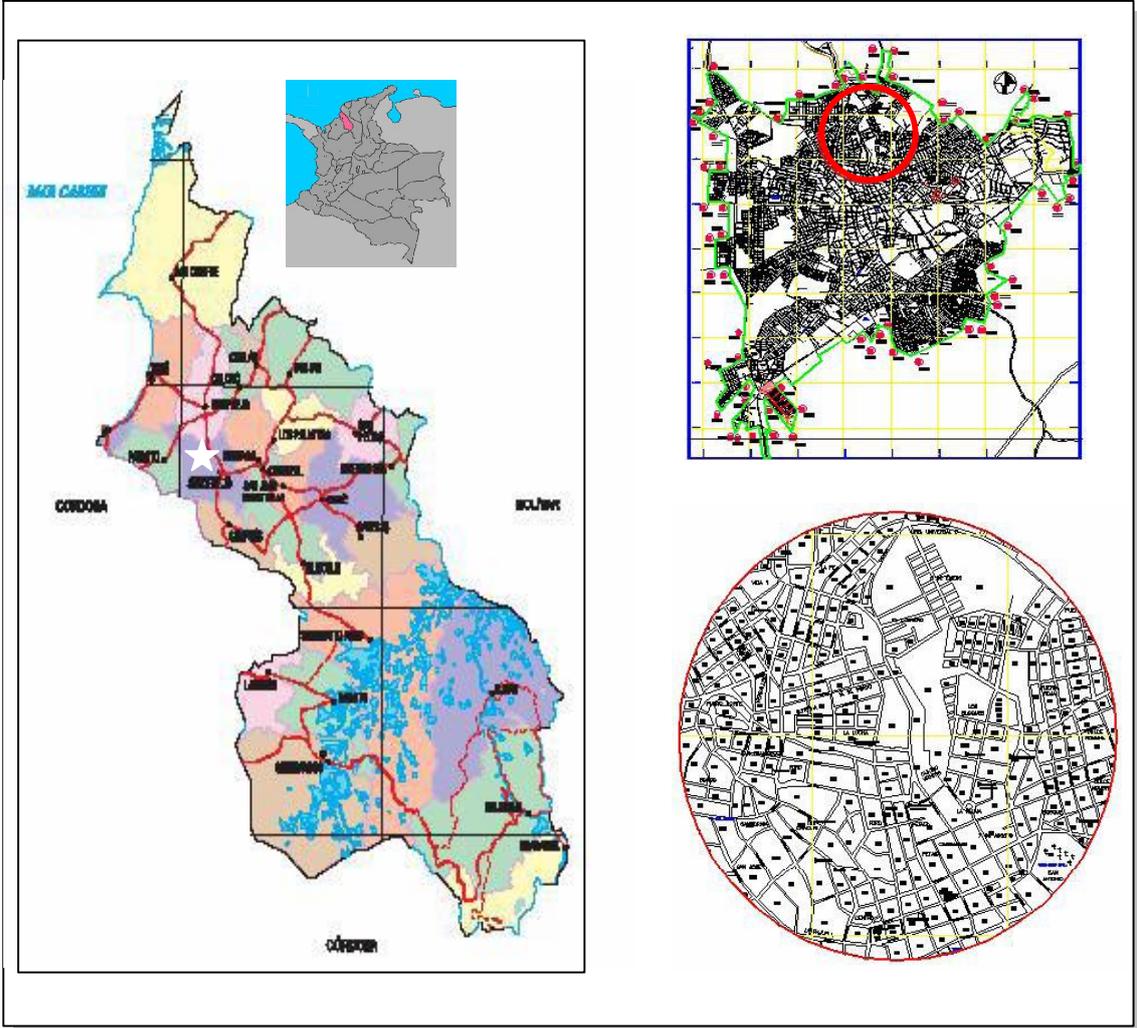
Se plantea éste trabajo con el fin de estudiar las causas de la problemática existente, y buscar soluciones a corto y mediano plazo que mitiguen o erradiquen el problema. En concordancia con lo anterior se hará un estudio detallado de la zona de influencia que permita su delimitación y hacer un diagnóstico de las diversas estructuras hidráulicas que se encuentran en el recorrido del arroyo La Palma, identificar las zonas de riesgos y los focos de contaminación que se han generado, para, así proponer cambios o mejoras.

1. LOCALIZACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

El municipio de Sincelejo se encuentra ubicado en el noroeste del Departamento de Sucre a 9° 19" de latitud Norte y los 75° 27" de longitud Oeste del meridiano de Greemnwich. Pertenece a la subregión Montes de Maria. Limita al norte con los municipios de Santiago de Tolú y Toluviejo; por el Sur con el municipio de Sampués y con el departamento de Córdoba; por el Oeste con los municipios de Palmito y Santiago de Tolú y por el Este con los municipios de Corozal y Morroa. Posee una extensión total de 28134 Hectáreas y una altura de 200 m. sobre el nivel del mar. Gráfica 1. IGAC. (1998).

El área diagnosticada se localiza en el sector urbano de la ciudad de Sincelejo y está constituida por los siguientes barrios: El Prado, La Esperanza, Fátima, La Lucha, La Ford, Las Flores, Petaca, Charconcito, Cuatro Vientos, Chacurí, parte del centro de la ciudad, La Palma I, La Palma II, La Palma III, 7 de Agosto. Gráfica 1. IGAC (1998).

Gráfica N° 1. Localización geográfica del área de estudio



2. ESTADO DEL ARTE

2.1 LA CUENCA

Es el área receptora de agua, principalmente de la precipitación, que drena por escorrentía superficial o subterránea hasta un río o corriente principal. Las partes más importantes de la cuenca son: parte alta ó recepción formada por las vertientes de la cuenca, parte media ó garganta y parte baja ó cono de deyección.

Las entradas ó aportes de la cuenca son: precipitación, agua subterránea aportada por otras cuencas y escorrentía superficial por otras cuencas y las pérdidas ó salidas de la cuenca son: escorrentía superficial, evaporación, transpiración, flujo de aguas subterráneas y agua almacenada en el suelo. Jiménez, H. (1986).

2.1.1 Características fisiográficas de la cuenca. Entre las características que afectan la respuesta de una cuenca y de las cuales se puede obtener una idea cualitativa de su grado de influencia, son: área, tipo y uso del suelo, posición y orientación, forma, pendiente, elevación y red de drenaje. (Jiménez H. 1986).

En la determinación de las diferentes características fisiográficas se requiere un plano topográfico en una escala adecuada. Dependiendo del área a medir se puede emplear las siguientes escalas.

AREA DE LA CUENCA (Km. ²)	ESCALA
1	1:5000
100	1:10000
1000	1:25000
5000	1:50000
10000	1:100000
25000	1:200000

En estudios hidrológicos en los cuales no se tiene información disponible, como por ejemplo un análisis de lluvias, la esorrentía se estima utilizando las características fisiográficas. La información fisiográfica de una cuenca puede obtenerse a partir de: mapas de descripción de uso de suelo, mapas de suelo, mapas geológicos, mapas topográficos y fotografías aéreas. (Ven Te Chow 1994).

Las características fisiográficas junto con el clima intervienen en el movimiento del agua en la cuenca (Jiménez H. 1986).

- **Área de la cuenca.** El área de la cuenca esta determinada por una línea imaginaria o parte aguas, que une los puntos más altos y encierra el área de confluencia, la cual influye en la magnitud del caudal de drenaje, pues dependiendo de su tamaño, así serán mayores o menores los caudales resultantes. Normalmente a medida que crece el área de la cuenca, así lo harán los caudales promedios mínimos y los máximos instantáneos. (Jiménez H. 1986).

De acuerdo a la extensión de la cuenca se tiene la siguiente clasificación:

NOMBRE	ÁREA DE LA CUENCA
Unidad	< 5 Km. ²
Sector	5 - 20 Km. ²
Microcuenca	20 - 100 Km. ²
Subcuenca	100 – 300 Km. ²
Cuenca	> 300 Km. ²

El área también influye en la atenuación de corrientes; es así como en cuencas de poca extensión la crecida se presenta en un corto lapso de tiempo que puede ser de algunos minutos ú horas, mientras que para grandes zonas las crecientes se presentarán al cabo de algunos días o semanas. El área de la cuenca esta conformada por las vertientes que son las áreas receptoras que se extienden a lado y lado de la corriente principal.

El parte aguas se define como la línea que separa una cuenca de la circundante y su trazado no debe cortar ninguna corriente de agua salvo a la salida de ella.

Según Jiménez, H. (1986) el caudal específico o rendimiento específico es un parámetro que permite la comparación entre cuencas de una misma o diversas regiones. Este parámetro resulta al dividir el caudal de una cuenca por su área y se expresa generalmente en l./seg./Km².

- **Tipo y uso de suelo.** Según Ven Te Chow (1994), se definen cuatro grupos de suelos que conforman los grupos hidrológicos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelo profundo depositado por el viento, limo agregado.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arena.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

La cobertura vegetal, las construcciones civiles y las clases de suelo afectan la respuesta de una cuenca ante la presencia de lluvias alterando los regímenes de escurrimiento natural de la cuenca. (Jiménez H. 1986).

El Servicio de Conservación de Suelos (1972) basado en los grupos hidrológicos del suelo y el uso de la tierra ha tabulado constantes o Números de Curva. Ver anexo N° 2.

- **Posición y orientación.** La localización geográfica de una cuenca hidrográfica influye en el grado de su exposición a corrientes de aire que varían de acuerdo a la latitud y a la posición. La orientación con respecto al sol es un factor que influye en su comportamiento hidro-meteorológico. (Jiménez H. 1986)

- **Forma de la cuenca.** La forma de la cuenca se define con base en el factor de forma, el coeficiente de compacidad y el índice de alargamiento.

El Factor de forma es un índice propuesto por Gravelius, es estimado de la relación del ancho promedio, L' , del área de captación, A , con respecto a la longitud de la cuenca, L , medida desde el punto más alejado de ella a la salida. El factor de forma se expresa como:

$$K_f = \frac{L''}{L}$$

Siendo

$$L'' = \frac{A}{L}$$

Este factor relaciona la forma de la cuenca con la de un cuadrado, correspondiéndole un $K_f = 1$

$K_f > 1$	Cuenca Achatada
$K_f < 1$	Cuenca Alargada
$K_f = 1$	Cuenca Patrón

El coeficiente de compacidad se define como la razón entre el perímetro de la cuenca, P , y el perímetro de la circunferencia cuyo círculo inscrito tiene la misma superficie de la cuenca en estudio. El coeficiente de compacidad es designado por K_c (Jiménez H. 1986).

$$K_c = \frac{P_{\text{cuenca}}}{P_{\text{circunferencia}}} = \frac{P}{2\pi R}$$

El grado de aproximación de éste índice a la unidad indica la tendencia a concentrar fuertes volúmenes de agua de escurrimiento, siendo más acentuado cuanto más cercano sea su valor a la unidad.

Se han establecido tres categorías para la clasificación de acuerdo con este parámetro a saber:

VALORES DE K_c	FORMA
1.0 – 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

El índice de alargamiento, I_a propuesto por Horton relaciona la longitud máxima, L_m encontrada en la cuenca medida en el sentido del cauce principal y el ancho máximo, I de ella medido perpendicularmente (Jiménez H. 1986).

$$I_a = \frac{L_m}{I}$$

Cuando I_a toma valores mucho mayores a la unidad se trata seguramente de cuencas alargadas mientras que para valores cercanos a 1 se trata de una cuenca cuya red de drenaje presenta la forma de abanico y puede tenerse un cauce principal corto.

La forma de la cuenca afectará directamente la longitud y la pendiente de los ríos que la drenan y por ende su respuesta a la presencia de una lluvia intensa. La evaluación de la forma de una cuenca, considera el grado de similitud con otra.

- **Pendiente.** Es la relación entre la diferencia de nivel y la longitud entre dos puntos en un mismo plano o superficie. En zonas de mayor pendiente se presenta con mayor frecuencia problemas de erosión y en zonas llanas son frecuentes los problemas de drenaje y sedimentación. La pendiente del cauce principal es la diferencia de nivel entre el nacimiento y la desembocadura del cauce principal. Barros G. (1990).

Para el cálculo de pendiente se utilizará el método de los valores extremos propuesto por Jiménez H. (1986). Este método consiste en determinar el desnivel ΔH entre los puntos más elevados y más bajo del cauce en estudio y luego dividirlo entre la longitud del mismo cauce, L y puede ser usado en cauces de poca longitud o de muy poca variación altitudinal; en donde el perfil del río casi coincide con la recta que une los puntos extremos.

$$S = \frac{\Delta H}{L}$$

- **Elevación.** La variación altitudinal de una cuenca hidrográfica incide sobre la distribución térmica, en la existencia de microclimas y hábitat. Jiménez H. (1986).

La curva hipsométrica es la representación grafica de la variación altitudinal de una cuenca y se obtiene a través de un plano topográfico, tomándose los valores en porcentaje del área que está por debajo de una determinada altura; que inicialmente será la del punto más bajo de la cuenca e irá aumentando de acuerdo a los valores de las cotas de la curva de nivel que encierra las franjas de terreno por ella definidas y el punto de salida que es generalmente el sitio más bajo de la cuenca. Para el cálculo de la elevación se usa el método de la cuadrícula o el método de área – elevación. Jiménez, H (1986).

2.1.2 Drenaje de la cuenca. La red drenaje se traza considerando las corrientes perennes y las intermitentes incluyéndose los cauces efímeros o sea aquella que lleva aguas durante las lluvias. La red de drenaje esta influenciada por las lluvias y la topografía.

- **Cauce principal y afluentes.** El sistema de drenaje esta conformado por cauce principal y sus tributarios. Debe tomarse como cauce principal la

corriente de agua de mayor longitud y que evacua las aguas de escurrimiento de la cuenca hidrográfica.

Los cauces se clasifican por número de orden, así

Cauces de primer orden, son aquellas corrientes fuertes portadoras de aguas de nacimientos y que no tienen afluentes.

Cauces de segundo orden, resultantes de la confluencia de dos corrientes de primer orden.

Cauces de tercer orden, resultantes de la unión de dos corrientes de orden dos.

▪ **Densidad de drenaje, D_d** , este índice permite tener un cocimiento de la complejidad y desarrollo del sistema de drenaje. Esta expresado por:

$$D_d = \frac{L}{A}$$

Donde:

L = Es la longitud total de las corrientes de la cuenca en Km.

A = El área total de la cuenca en km².

Valores de D_d , próximos a 0.5 Km/ Km.² corresponden a una cuenca pobremente drenada, mientras que valores de 3.5 Km/ Km.² o mayores indican un drenaje eficiente. Así mismo, para grandes valores de densidad de drenaje corresponden grandes volúmenes de escurrimiento lo que producirá rápidos ascensos de las corrientes. Jiménez H. (1986).

2.2 RELACIÓN PRECIPITACIÓN – ESCORRENTIA

2.2.1 Precipitación de excesos. Es la precipitación que no se infiltra en el suelo; ésta después de fluir a través de la superficie de la cuenca, se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Ven Te Chow (1994), la menciona como exceso de precipitación o precipitación efectiva.

2.2.2 Escorrentía superficial. Monsalve G. (1995), define la escorrentía superficial como el fenómeno más importante desde el punto de vista de ingeniería, comprende el exceso de precipitación que ocurre después de una lluvia intensa y se mueve libremente por la superficie del terreno. Afirma que existen factores que influyen en la escorrentía superficial. Estos factores pueden ser de naturaleza climática relacionados con la precipitación, de naturaleza fisiográfica ligadas a las características físicas de la cuenca y de naturaleza humana relacionadas con la intervención del hombre.

2.2.3 Coeficientes de escorrentía, C. El coeficiente de escorrentía puede definirse como la relación entre la escorrentía y la precipitación en un periodo de tiempo dado ó como la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación en una tormenta ó lluvia. Los coeficientes de escorrentía pueden utilizarse para información de precipitación y de caudales mensuales ó anuales. Ven Te Chow (1994).

Monsalve (1995) afirma que la determinación absoluta del coeficiente de escorrentía, C , es muy difícil ya que existen hechos que puedan hacer que su valor cambie en el tiempo. Entre estos menciona la disminución de las pérdidas por infiltración en la duración de la lluvia debido a la saturación paulatina de la superficie del suelo y la modificación de la infiltración por la intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales

como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales.

Una selección apropiada del coeficiente de escorrentía requiere del conocimiento y la experiencia por parte del hidrólogo, este coeficiente de escorrentía depende de las características y las condiciones del suelo y está influenciado por la intensidad de la lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del suelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento en depresiones.

2.3 DETERMINACION DE CAUDALES

2.3.1 Método del sistema de conservación de suelos para abstracciones o pérdidas. Método del número de la curva (N.C.). Este método se basa en la relación precipitación – escurrimiento, por lo tanto se ajusta a datos de lámina obtenidos del pluviógrafo en un tiempo tal que las condiciones del suelo húmedo permitan la escorrentía superficial. Barros, G. (1990)

El Servicio de Conservación de Suelos (1972), desarrolló este método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. La hipótesis de éste método consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales. Ven Te Chow (1994):

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (1)$$

Donde:

F_a = Abstracción continuada a la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca.

S = Retención potencial máxima.

P_e = Exceso de precipitación o escorrentía directa.

P = Precipitación total o profundidad de precipitación.

I_a = Abstracción inicial antes del encharcamiento.

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (2)$$

Combinando 1 y 2 y resolviendo para P_e se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (3)$$

Esta es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

Para cuencas experimentales pequeñas Ven Te Chow (1994) recomienda usar las siguientes ecuaciones:

$$I_a = 0.2 * S.$$

y

$$P_e = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S}$$

Al representar en graficas las variables P y p_e para muchas cuencas se estandarizaron un conjunto de curvas, de las cuales se definió un número adimensional de curvas, tal que $0 \leq C.N \leq 100$ para superficies impermeables y superficies de agua, $C.N = 100$ para superficies naturales. Servicio de Conservación de Suelos (1972).

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{100}{CN} - 10 .$$

Donde S está en pulgadas.

Estos números de curva se aplican para las siguientes condiciones antecedentes de humedad (AMC):

AMC I: Condición seca.

AMC II: Condición normal.

AMC III: Condición húmeda.

Los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)}$$

Estos han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos (1972), con base en el tipo de suelo y el uso de las tierras. Ver anexo N° 2.

Según Ven Te Chow (1994), el método SCS para análisis de lluvia-escorrentía puede aplicarse para determinar el incremento en la cantidad de escorrentía que se origina por la urbanización. Así mismo consigna que los mayores cambios en los caudales en las cuencas urbanas se deben al aumento de escorrentía debido al incremento de las zonas impermeables, productos de la pavimentación y de las construcciones, lo cual reduce la cantidad de infiltración y a los cambios en la eficiencia hidráulica asociado con canales artificiales, cunetas y sistema de recolección de drenaje de

tormentas, que aumentan la velocidad del flujo y la magnitud de los picos de creciente.

Para la elección del Número de curva se supone que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia las calles, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

2.3.2 Método racional. Según Ven Te Chow (1994), la idea del Método Racional es que si una lluvia con intensidad, I , empieza en forma instantánea y continua en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración T_c ; en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida.

La fórmula general del método racional para el cálculo de caudales es:

$$Q = C * I * A$$

Donde:

Q = Caudal, en ft^3/s .

C = Coeficiente de escorrentía, adimensional.

I = Intensidad promedio de la lluvia, en pulg. /h.

A = Área de drenaje, en acres.

El área de drenaje usualmente esta compuesta de sub-áreas o sub-cuencas de diferentes características superficiales. Como resultado se requiere un análisis compuesto que tenga en cuenta esta situación.

2.3.3 Hidrograma unitario. El hidrograma unitario introducido por Sherman (1932), es una herramienta útil en la transformación de datos de lluvia en caudal. El hidrograma unitario de una cuenca es el hidrograma de

escorrentía superficial total resultante de un volumen unitario de lluvia neta, uniformemente distribuido en espacio y tiempo. Barros, G. (1990).

El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de una pulgada de exceso de lluvia, generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva. Se ha interpretado frecuentemente como una profundidad unitaria de exceso de lluvia. Ven Te Chow (1994).

Linsley, R. (1985) considera que el hidrograma unitario es un hidrograma típico de la cuenca; se llama unitario porque, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a un (1) cm. o una pulgada. Así mismo afirma que las características físicas de la cuenca (forma, tamaño, pendiente, etc.) son constantes. El mejor hidrograma unitario es aquel que se obtiene a partir de una tormenta de intensidad razonablemente uniforme, de una duración deseada y de un volumen de escorrentía cercano o mayor a un (1) cm. o una pulgada.

2.3.4 Hidrograma unitario triangular. El hidrograma unitario triangular hace parte de los hidrogramas unitarios sintéticos del Servicio de Conservación de Suelos (1972).

En el hidrograma unitario triangular sintético el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, t_p . Los valores de q_p y t_p pueden estimarse a través de un hidrograma unitario triangular, en donde el caudal está dado en $\text{cm}^3/\text{s}\cdot\text{cm}$ (o cfs./pulg.) y el tiempo está dado en horas y Ven Te Chow (1994).

$$q_p = \frac{C * A}{t_p}$$

Donde:

C = 2.08 (483.4 en el sistema ingles de unidades).

A = Es el área de drenaje en km² (millas cuadradas).

El Servicio de Conservación de Suelos (1972), recomienda la siguiente relación:

$$t_r = 1.67 * t_p,$$

Ven Te Chow (1994) sugiere usar $t_p = 0.6 T_c$, para el calculo de T_p , siendo T_c el tiempo de concentración de la cuenca

Luego $T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$; siendo t_r la duración de la precipitación de exceso (P_e).

- **Tiempo de concentración de caudales.** T_c . Es el tiempo para el cual toda la cuenca empieza a contribuir. Este es el tiempo de flujo desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca. Ven Te Chow (1994),

Monsalve G. (1995), define el tiempo de concentración, T_c , como el tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca toma para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada. Se mide en minutos u horas.

- **Tiempo de retardo de la cuenca.** Es el parámetro más importante en la mayoría de los estudios en que se necesita trazar el hidrograma completo.

Es definido como el tiempo desde el centroide del histograma de la lluvia hasta el pico del hidrograma. Linsley R. (1985).

Según Ven Te Chow (1994), el tiempo de retardo es la diferencia de tiempo entre el centroide del histograma de excesos de lluvias y el pico del hidrograma unitario.

2.4 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD EMPLEADAS PARA SELECCIONAR LA LLUVIA DE DISEÑO.

2.4.1 Período de retorno. Se define como el periodo de tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado por lo menos una vez, para fijar el periodo de retorno se tienen en cuenta tres criterios:

- Criterios económicos, tales como la comparación de los costos anuales de las obras con los daños producidos por las crecientes.
- Criterios usuales, tales como la vida útil de la obra, tipo de estructura, facilidad de reparación y ampliación, peligro de vidas humanas.
- Criterio de riesgo, se asume por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida. Se define como la probabilidad de ocurrencia $P(X \geq X_0)$. o como la probabilidad de no ocurrencia $P(X < X_0) = 1 - P(X \geq X_0)$.

Monsalve G. (1995), denomina como riesgo permisible la probabilidad de ocurrencia dentro de n años de la vida útil de la obra. Esta dada por $K = 1 - J = 1 - (P/(X < X_0))^n$, Donde K es la probabilidad de ocurrencia; $(P/(X < X_0))^n$ es la probabilidad de no ocurrencia de n años de la vida útil de una obra.

El tiempo de retorno se expresa como:

$$T = \frac{1}{P(X \geq X_0)}, \quad P(X < X_0) = 1 - P(X \geq X_0).$$

$$\text{Luego } K = 1 - \left(1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right)^n.$$

Se debe usar para calcular el tiempo de retorno la siguiente ecuación, si la obra tiene una vida útil de n años,

$$T = \frac{1}{1 - (1 - K)^{1/n}}$$

Donde:

T = Es el tiempo de retorno.

K = El riesgo permisible, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la crecienta estudiada.

n = Es la vida útil de la obra.

Algunos periodos de retorno se recomiendan en la Tabla N° 1:

Tabla N° 1. Periodos de retorno según el tipo de proyecto.

TIPO DE PROYECTO	PERIODO DE RETORNO (años)
Desviación de crecientes en proyectos hidroeléctricos	25 a 50
Rebosaderos para crecientes de proyectos hidroeléctricos, dependiendo de si la presa es de tierra o enrocado o de concreto	≥ a 1000 años o criterio de crecienta máxima probable
Colectores de aguas lluvias en ciudades, dependiendo del tipo de zona dentro de la ciudad	2 a 10
Alcantarillas para carreteras	1 a 5

De acuerdo con Linsley R. (1985), el tiempo de retorno sería usado comúnmente en lugar de la probabilidad P para definir crecimiento de diseño. El periodo de retorno y la probabilidad son recíprocos, es decir:

$$P = \frac{1}{T_r}$$

Existen varias ecuaciones para posiciones gráficas, pero la de Weibull es la más usada, y con una mejor justificación estadística:

$$P = \frac{m}{m+1} \quad \text{Ó} \quad T_r = \frac{n+1}{n},$$

Donde:

n = Es el número de años de riesgo.

m = Es la clasificación del evento de acuerdo con su orden de magnitud.

2.4.2 Métodos graficadores. Entre los métodos que usan distribuciones de probabilidad de interés en hidrología se encuentran: Distribución Normal o de Gauss, Distribución Log – Normal, Distribución de Gumbell o de Valores Extremos, Distribución de Pearson Tipo III y Distribución Log - Pearson Tipo III. Barros, G. (1990)

Como verificación de que la distribución de probabilidad se ajusta a un conjunto de datos hidrológicos, estas pueden graficarse en un papel de probabilidad diseñado especialmente o utilizando una escala de graficación que haga lineal la función de distribución. Luego los datos graficados se ajustan por medio de una línea recta con propósitos de interpolación y extrapolación.

Los métodos probabilísticos conducen a formas lógicas para determinar los niveles de diseño óptimos, como aquellos hechos mediante análisis hidroeconómicos y de riesgos óptimos. Cuando el comportamiento

probabilístico de un evento puede determinarse, es mejor utilizar la magnitud del evento para un periodo de retorno especificado como el valor de diseño. Ven Te Chow (1994).

Para que el análisis probabilístico produzca resultados útiles, debe comenzar por una serie de datos significativos, adecuados y precisos. Linsley R. (1985).

2.5 DISEÑO HIDROLÓGICO

El diseño hidrológico es el primer propósito de evaluación del impacto de los eventos hidrológicos en un sistema de recursos hidráulicos y de escogencia de valores para las variables importantes del sistema para que este se comporte adecuadamente. Aparte de la hidrológica, existen muchos factores que están envueltos en el diseño de recursos hidráulicos; estos incluyen: La seguridad y salud pública, la economía, la estética, los aspectos legales y los factores de ingeniería tales como diseños geotécnicos y estructurales.

Según Ven Te Chow (1994), para fines de la planeación y el manejo de recursos hidráulicos, los diseños hidrológicos pueden clasificarse en dos categorías:

2.5.1 Control de aguas. Entre los cuales se incluye el drenaje, el control de crecientes, la disminución de contaminación, el control de insectos, el control de sedimentos y el control de salinidad.

El diseño para el control de agua, usualmente esta relacionado con eventos extremos de corta duración tales como los caudales picos instantáneos en una creciente o el caudal mínimo durante el periodo de unos pocos días en una estación seca.

2.5.2 Uso del agua. Entre éstos se incluye el suministro de agua doméstica e industrial, la irrigación, la generación hidroeléctrica, el aumento de los caudales bajos para el manejo de la calidad del agua, y el manejo integral de la cuenca. (Decreto 1594 / 84, Min Desarrollo Económico).

El diseño para el uso de agua está relacionado con el hidrograma de caudales completo durante un periodo de varios años.

Teniendo en cuenta las secuencias potenciales de fallas. Las estructuras pueden clasificarse según Ven Te Chow (1994), como: grandes, con periodos de retorno mayores a 500 años, intermedias, con periodos de retorno de 150 a 1000 años y pequeñas, con periodos de retorno menores a 150 años.

2.5.3 Valor del diseño hidrológico. Se define de acuerdo con la magnitud del evento hidrológico que debe considerarse para el diseño de una estructura o proyecto. Ven Te Chow (1994).

- **Aproximación empírica.** En este caso usualmente se selecciona el evento más extremo de las observaciones pasadas como el valor de diseño. La probabilidad de que el evento más extremo de los pasados N años sea igualado o excedido una vez durante los N años puede estimarse, como:

$$P(N,n) = \frac{n}{N+n}$$

- **Análisis de riesgo.** El diseño de estructuras para el control de agua incluye la consideración de riesgos. Una estructura para el control de agua puede fallar si la magnitud correspondiente al periodo de retorno de diseño T se excede durante la vida útil de la estructura. Este riesgo hidrológico natural o inherente de falla, puede calcularse, utilizando la ecuación:

$$R = 1 - [1 - P(X \geq X_T)]$$

- **Análisis hidro-económico.** A medida que el periodo de retorno de diseño se incrementa, los costos de capital de la estructura aumentan, pero los daños esperados disminuyen debido a que se proporciona una mejor protección. El factor de seguridad de una estructura hidráulica está contenido en la escogencia del periodo de retorno. Existe una relación intrínseca entre el riesgo, el factor de seguridad y el periodo de retorno.

2.6 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO

Una lluvia de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Una lluvia de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, con base en un hidrograma de diseño y / ó mediante un mapa de isoyetas.

Las lluvias de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación en un sitio ó pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

Uno de los primeros pasos a seguir en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, es la determinación del evento ó los eventos de lluvias que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una lluvia de diseño ó un evento que involucre la relación entre la intensidad de la lluvia, la duración y la frecuencia, ó periodo de retorno apropiado para la obra y el sitio. Barros, G. (1990).

2.7 DISEÑO DE ESTRUCTURAS

En proyectos de obras hidráulicas es necesario conocer el riesgo de que una estructura llegue a fallar durante su vida útil, para esto se debe analizar estadísticamente las observaciones realizadas en los puntos de medida, verificando con que frecuencia cada una de ellas tomaría determinado valor. Posteriormente se puede evaluar las probabilidades teóricas. Ven Te Chow (1994).

La selección del nivel de probabilidad apropiado para un diseño, es decir, el riesgo que se considera aceptable depende de condiciones económicas y políticas. La alternativa de diseño contra el peor evento posible que pueda ocurrir, es generalmente tan costosa que se pueda justificar solamente cuando las consecuencias de una falla son especialmente graves. Linsley R. (1985).

2.7.1 Trazado de canales. Según Materon H. (1986), dentro de un proyecto de drenaje es muy importante realizar un eficiente trazado de canales para lograr una correcta distribución y un adecuado manejo del agua.

Se puede establecer que el trabajo topográfico necesario para el trazado de un canal es semejante en muchos detalles al de una carretera pero las pendientes han de ser mas suaves (0.001 a 0.003). En la elaboración de un proyecto es indispensable tener en cuenta los factores económicos y técnicos, sin embargo se debe tener presente otros factores como los públicos o de tipo comunal.

2.7.2 Diseño de canales no erosionables ó revestidos. En el diseño de éstos canales, factores como la velocidad permisible máxima y la fuerza atractiva permisible no hacen parte del criterio que deben ser considerados.

El diseñador simplemente calcula las dimensiones del canal artificial mediante una ecuación de flujo uniforme y luego decide acerca de las dimensiones finales con base en la eficiencia hidráulica ó reglas empíricas de sección óptima, aspectos prácticos constructivos y de economía. Ven Te Chow (1994).

Los factores que se consideran en el diseño son:

- **La sección de canal**, que tenga el menor perímetro mojado para un área determinada tiene la máxima conductibilidad; tal sección se conoce como sección hidráulica óptima. La sección debe diseñarse para cumplir con una eficiencia hidráulica óptima Para el diseño debe aplicarse el método de sección hidráulica óptima o de máxima eficiencia.

Según Materon H. (1986), desde el punto de vista práctico la sección trapezoidal para el diseño de canales de drenaje es la más recomendable. En el diseño de canales es muy importante que estos evacuen completamente las aguas que llegan a él y no dejar que aparezcan aguas estancadas que dan mal aspecto y no dejan cumplir la función para el cual fueron construidos. Así mismo afirma que la magnitud de un proyecto de obras de drenaje se encuentra básicamente en función de los siguientes factores: condiciones topográficas, condiciones edafológicas, de la capacidad de una corriente de agua para recibir aguas de drenaje y de la disponibilidad de los recursos financieros.

- **La clase de material que conforma el cuerpo del canal**, la cual determina el coeficiente de rugosidad. La buena selección del material tiene como objetivos prevenir la erosión y evitar las pérdidas por infiltración.

- **La velocidad mínima permisible**, para evitar la depositación de material, si el agua mueve limo ó basuras, puede tomarse una velocidad media 2 a 3 pies / seg. cuando el porcentaje de limos en el canal es pequeño.

- **La pendiente del fondo del canal y las pendientes laterales.** La pendiente longitudinal de un canal por lo general está dada por la topografía y por la altura de energía requerida para el flujo de agua; para determinar las pendientes laterales se deben considerar factores como el método de construcción, la condición por perdidas por infiltración, los cambios climáticos, el tamaño del canal, etc. Las pendientes laterales deben hacerse tan empinadas como sea factible y deben diseñarse de acuerdo con una alta eficiencia y estabilidad hidráulica. Para canales revestidos, el U. S Burean Of. Reclamación, ha considerado la normalización de una pendiente de 1.5: 1 para los tamaños usuales de canales.

- **Borde libre.** Este debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen reboses por encima de los lados. En el diseño es común el uso de bordes libres que varían desde menos del 5% a más del 30% de la profundidad del flujo. El borde libre para canal o lateral revestido dependerá de las siguientes condiciones: tamaño del canal, velocidad del agua, curvatura del alineamiento, caudal de entrada de aguas lluvias o aguas de drenajes, fluctuaciones en el nivel del agua debido a la operación de estructuras reguladoras del flujo y acción del viento.

2.7.3 Canales abiertos. El caudal se debe transportar por conducciones, que pueden ser: canales abiertos, conductos cerrados sin presión, conductos cerrados a presión, en los cuales el agua se impulsa por la gravedad o mediante estaciones de bombeo y conducciones mixtas.

Los canales abiertos tienen la ventaja de que su costo por metro lineal es menor que las demás conducciones. Como desventajas están: mayor longitud en relación a las conducciones forzadas, pérdidas considerables por infiltración, especialmente si el canal no es revestido, posibilidad de contaminación a lo largo del canal y obra de arte costosa.

Este tipo de conducción solo se emplea en el caso de ser necesario transportar caudales apreciables. Los canales abiertos son conductos en el que fluye un líquido con una superficie libre, estos pueden ser naturales o artificiales. Los primeros tienen sección transversal irregular, en los segundos se pueden controlar sus características hidráulicas y geométricas. Estos se construyen con el objeto de drenar aguas urbanas, controlar inundaciones, suministrar agua a acueductos y evacuación de aguas pluviales y servidas a través de alcantarillado. Las principales características geométricas de un canal abierto son: ancho de base, b talud, z , profundidad, H , ancho superficial, T y pendiente, S .

Las principales características hidráulicas son: caudal, Q , tirante o profundidad normal del agua, y_n , perímetro mojado, P , rugosidad, n , y pendiente hidráulica, S .

2.7.4 Sección del canal. La más ventajosa desde el punto de vista hidráulico es la semi-circular pero debido a su revestimiento y construcción resultan costosas. Las secciones trapeciales de medio hexágono regular son las más usadas por ser las más eficientes. Silva L, la fórmula más empleada para efecto de diseño de canales abiertos es la de Maning:

$$v = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

v = Es la velocidad del flujo en m/seg.

R = radio hidráulico en m.

S = Pendiente expresada en tanto por uno.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

3. METODOLOGÍA

3.1 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA

En la delimitación de la cuenca en primera instancia se procederá a realizar el recorrido del entorno de la misma, con la ayuda de un mapa de la zona se dibujarán las direcciones de los flujos basados en las pendientes de las calles, carreras y zonas con declives. Al finalizar la disposición de los flujos en el mapa, se procederá a delimitar la cuenca total trazando el parte aguas y se definirá la trayectoria del cauce principal eligiendo aquel con mayor longitud.

En planchas cartográficas del IGAC a escala 1:2000, se trazará el parte aguas, la corriente principal y sus tributarios. Se determinará el área total de la cuenca y se clasificará según su extensión. Ver plano N°1. Se dividirá en sub-unidades teniendo en cuenta las curva de nivel y la inspección de campo. La selección de las sub-unidades se hará teniendo en cuenta su aporte en diferentes puntos de entrada al cauce principal. En las mismas planchas se resaltarán canales, puentes, rejillas y otras estructuras hidráulicas.

Con la ayuda de las curvas de nivel se determinará la pendiente de la cuenca y del cauce principal y se calcularán los parámetros fisiográficos de la cuenca en estudio.

3.2 ESTUDIO FISIAGRÁFICO DE LA CUENCA

La información fisiográfica de la cuenca se obtendrá bajo la recomendación de Ven Te Chow (1994), el cual sugiere realizar trabajos topográficos de altimetría y planimetría para verificar los datos topográficos y la trayectoria del cauce principal dados en el mapa. Con base en ello se adelantará un levantamiento topográfico del cauce principal.

Con el trabajo topográfico se detallará el cauce del arroyo y se dibujarán las secciones del mismo cada 20 ó 50 m. donde existan problemas erosivos considerables y detalles como calles, tuberías y cambios de canal ó de sección. A partir del levantamiento plani-altimétrico se determinarán las zonas de riesgo y se verificará las correspondientes estructuras hidráulicas existentes. Se aplicará una encuesta a la población más afectada para definir la necesidad de proponer una o varias estructuras hidráulicas adecuadas que solucionen los posibles problemas existentes en la cuenca.

3.3 CÁLCULO DE CAUDALES

Con los datos pluviométricos de la estación Puerta Roja y basados en distribuciones de probabilidad se calculará la precipitación de diseño. Con éste dato y la información de las sub-unidades (área, longitud del cauce, diferencia de cotas y pendientes) se determinará el tiempo de concentración para cada sub-unidad y posteriormente su respectivo caudal. La suma de los caudales parciales, dará el caudal total que fluye por el punto de interés.

3.4 PROPUESTA DE ESTRUCTURAS

Obtenida la información se procederá a proponer algunas estructuras que contribuyan a mitigar los posibles problemas que se hayan detectado.

Finalmente se redactará el documento basado en la información bibliográfica y los resultados obtenidos.

3.5 MATERIALES Y EQUIPOS

Para la ejecución del proyecto se usarán los siguientes materiales y equipos:

Mapas y planchas topográficas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) actualizadas y a escala 1: 2000.

Equipos de topografía:

Nivel.

Teodolito.

Cinta métrica.

Mira.

Planímetros.

Cámara fotográfica.

Pc.

Softwarés.

Websites.

Recursos bibliográficos.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL ÁREA EN ESTUDIO

4.1.1 Límites de la cuenca. El área a diagnosticar esta limitada al Norte por los barrios 6 de Enero y el Cabrero; al Sur por los barrios Centro y Charcón; al Este por los barrios Dulce Nombre, el Bosque y Puerta Roja y al Oeste por los barrios San Francisco, la Pajuela y Cruz de Mayo.

4.1.2 Clima. El clima del municipio de Sincelejo es de bosque seco tropical con temperatura promedio de 28°C, alcanzando temperaturas máximas de 36°C. Su humedad relativa media es de 70%. La precipitación media anual es de 1166.75 mm, siendo la máxima anual de 1434.3 mm. (IDEAM).

Para el análisis de precipitación se utilizó el registro de la estación Puerta Roja, ubicada en los predios de la Universidad de Sucre. De acuerdo a los registros diarios de precipitación de 18 años obtenidos, los meses lluviosos son Mayo, Agosto, Septiembre y Octubre, mientras que los meses más secos son Diciembre, Enero, Febrero y Marzo. Pudiéndose establecer dos períodos lluviosos, un periodo comprendido entre principio de Abril y finales de Junio y otro que va desde mediados de Agosto hasta finales de Noviembre.

El régimen pluviométrico es monomodal con un periodo seco que se inicia a comienzos de Diciembre, y es extremadamente riguroso durante los meses de Enero, Febrero y Marzo, en Abril caen algunas lluvias dando inicio a la estación lluviosa, las cuales se generalizan a partir de Mayo, en Julio hay una ligera disminución llamada veranillo, culminando el ciclo en Noviembre,

presentándose en este periodo la mayor concentración de las precipitaciones. (IGAC 1998).

4.1.3 Suelos. Los suelos del municipio de Sincelejo se clasifican como Consociación CHROMIC-HAPLUSTERTS en un 40%, TYPIC-HAPLUSTERTS en un 40% y VERTIC-USTROPEPTS en 20%; su relieve es de lomas, ligeramente ondulados a fuertemente quebrado con pendientes entre 3% y 50%. La mayor parte de la unidad esta afectada por la erosión hídrica en grado ligero a moderado. La formación vegetal en esta unidad cartográfica de acuerdo con Holdridge es el bosque seco tropical (bs-T). (IGAC 1998).

4.1.4 Hidrografía. El municipio de Sincelejo, no cuenta con fuentes de aguas superficiales permanentes; los arroyos que lo surcan son en su gran mayoría cortos y permanecen secos buena parte del año, conservando su caudal intermitente únicamente durante el periodo de lluvia.

En el municipio existen alrededor de 21 arroyos con gran cantidad de arroyuelos afluentes de los cuales el 76% se encuentran localizados en las zonas noroccidental y suroriental.

La red hidrográfica del municipio está comprendida por las microcuencas de los arroyos Grande de Corozal, Canoas, La Muerte, Mochá y San Antonio.

Según CARSUCRE, (2002) la cuenca del arroyo la Palma hace parte del tramo alto de la cuenca del arroyo Grande de Corozal conformado por los municipios de Sincelejo, Morroa y Corozal.

La Unidad en estudio es bastante plana con pendientes que varía entre 0 y 3 %. El cauce principal es una corriente efímera, con tributarios naturales y

otros que corren por calles pavimentadas, provenientes en mayoría del sector urbano de la ciudad de Sincelejo.

4.1.5 Geología. La gran mayoría de las afloraciones rocosas en el territorio del municipio de Sincelejo son de origen sedimentario, depositadas en un ambiente de transición marino continental, plegadas durante la orogenia del terciario y cubiertas por extensos y potentes depósitos cuaternarios de origen fluvial, fluviomarinos y lacustre.

Se destacan dos formaciones geológicas:

- Formación Sincelejo Inferior, ubicada alrededor del casco urbano de Sincelejo, esta compuesta por una serie de arenisca de grano grueso, color gris, con lentes conglomerativos e intercalados de arcillolitas.
- Formación Sincelejo Superior, ubicada alrededor del casco urbano de Sincelejo, suprayacente a la formación Sincelejo inferior, está compuesta por arenisca de grano grueso, color amarillo y conglomerado con abundante oxido de hierro e intercalaciones de arcillolitas.

4.1.6 Componente humano, ambiental y social. La cuenca en estudio por estar ubicada relativamente en el centro de la ciudad de Sincelejo se ha convertido en un problema social, debido a que transporta aguas residuales con todo tipo de contaminantes, entre estos: sustancias químicas provenientes de clínicas y lavaderos de autos, materias fecales debido a la falta de alcantarillado en los barrios de invasión y cadaverinas originadas en el cementerio central, entre otras.

La mayoría de los pobladores de la cuenca del arroyo La Palma conocen de ésta problemática que tiene sus orígenes en la falta de planificación y

ordenamiento territorial, en el manejo inadecuado de la cuenca y en la falta de conciencia y compromiso de los habitantes en lo relacionado con la conservación y protección del cauce natural del arroyo La Palma, y la manera de mitigar la contaminación, Existe una falta de unión comunitaria; entre los habitantes del barrio La Palma y los ocupantes de la invasión 6 de Enero, que hace deficiente la gestión, propuesta y ejecución de un plan que permita adecuar el cauce del arroyo a través de una canalización que finalmente solucione el problema de transporte de aguas residuales.

La comunidad estudiantil de la escuela La Palma ubicada muy cerca al curso del arroyo, se han visto afectadas por la corriente que por él fluye originando olores desagradables que interrumpen las actividades estudiantiles. También la institución ha sido afectada estructuralmente debido al surgimiento de cárcavas que socavan y erosionan los sitios donde existen muros, los cuales se han tenido que reconstruir varias veces.

La falta de mantenimiento del cauce, ha llevado a la pérdida de lotes que colindan con el arroyo La Palma, debido a la alta erosión que se presenta en la zona. Esto evidencia la necesidad de construir un canal colector revestido que evacue total y eficientemente las aguas de drenaje y es necesaria la construcción de un sistema de alcantarillado en la invasión La Palma para mitigar la contaminación aguas abajo del arroyo.

Con el fin de evaluar el impacto causado al ambiente, y consecuentemente al bienestar humano, surge el acercamiento a la comunidad más afectada y la necesidad de realizar mediante encuestas un bosquejo de la magnitud del problema para viabilizar propuestas de solución que erradiquen la acumulación de desechos, siendo esto el mayor foco de la degradación ambiental de la cuenca.

Los habitantes de la urbanización La Palma (vecinos de la calle canal) aseguran que cuando llueve, el sector más bajo del barrio sufre con las inundaciones, que a diario les toca soportar los olores de aguas negras que no les permite sentarse en sus terrazas, y consecuentemente se presentan enfermedades a causa de la contaminación (El Tiempo 23, octubre del 2005). La principal causa de ésta contaminación es la falta de servicio de alcantarillado, recolección de basuras y manejo de desechos en el sector de la invasión La Palma. Allí los desechos son transportados por zanjas construidas hasta el cauce principal del arroyo, la corriente que por él fluye, los transporta aguas abajo hacia la comunidad de la calle-canal creando una nueva problemática en éste sector, lo cual exige una urgente gestión ambiental.

4.2 PARÁMETROS DE LA CUENCA

En la tabla N° 2 se presentan los parámetros fisiográficos de la cuenca, calculados con base en las ecuaciones descritas en la metodología

4.2.1 Área de la cuenca. Haciendo uso del planímetro, se calculó el área total de la cuenca en estudio.

$$A_T = \sum \text{Áreas parciales de sub-unidades} = 80.08 \text{ Ha.}$$

Tabla N° 2. Parámetros fisiográficos de la unidad

PARAMETRO	NOMENCLATURA Y FUNCIONES	VALOR	INTERPRETACIÓN
Área total	A_t	80.08 Ha	$A_t < 500$ Ha. Es una Unidad
Área de vertiente mayor	AVM	64.04 Ha	AVM > AVm. La Unidad es asimétrica.
Área de vertiente menor	AVm	16.04 Ha	
Perímetro	P	3856.6 m	
Ancho máximo	I	1030 m	
Longitud máxima	L	1208 m	
Longitud total de todas las corrientes	L_t	16042 Km.	
Ancho promedio	$\bar{L} = \frac{A_t}{L}$	662.91 m	
Longitud del cauce principal	X	1427.61 m	El cauce principal es corto.
Factor de forma	$k_F = \frac{\bar{L}}{L}$	0.5488 m	$k_F < 1$. La Unidad es alargada y de tiempo de concentración corto.
Coeficiente de compacidad	$K_C = \frac{P}{2 * \pi * r}$	1.206	$1 \leq K_C \leq 1.25$, La Unidad es redonda a oval – redonda. Es susceptible a crecidas. Presenta alta concentración de volúmenes de escurrimiento, con t_c pequeños.
	$K_C = \frac{0.28 * P}{\sqrt{A_t}}$		
Índice de alargamiento	$I_A = \frac{L}{I}$	1.173	$L > I$. La Unidad es oblonga, con red de drenaje en forma de abanico y cauce principal corto
Índice de asimetría	$I_{AS} = \frac{AVM}{AVm}$	3.993	$I_{AS} \neq 1$. La Unidad es asimétrica
Elevación media	$E_m = \frac{\sum(a_i * e_i)}{A_t}$	201,82 m	
Coeficiente de masividad	$K_m = \frac{E_m}{A_t (km^2)}$	252.27	La Unidad es pequeña y quebrada
Densidad de drenaje	$D_d = \frac{L_t}{A}, km/km^2$	19.47	La Unidad es eficiente en el drenaje.

Basados en la clasificación mostrada por Barros, G (1990), el área en estudio recibe el nombre de Unidad por ser su área menor a 5.0 km² (500 Ha). La Unidad tiene una orientación Norte - Sur, con base en un eje axial trazado desde su punto de interés hasta el límite más lejano.

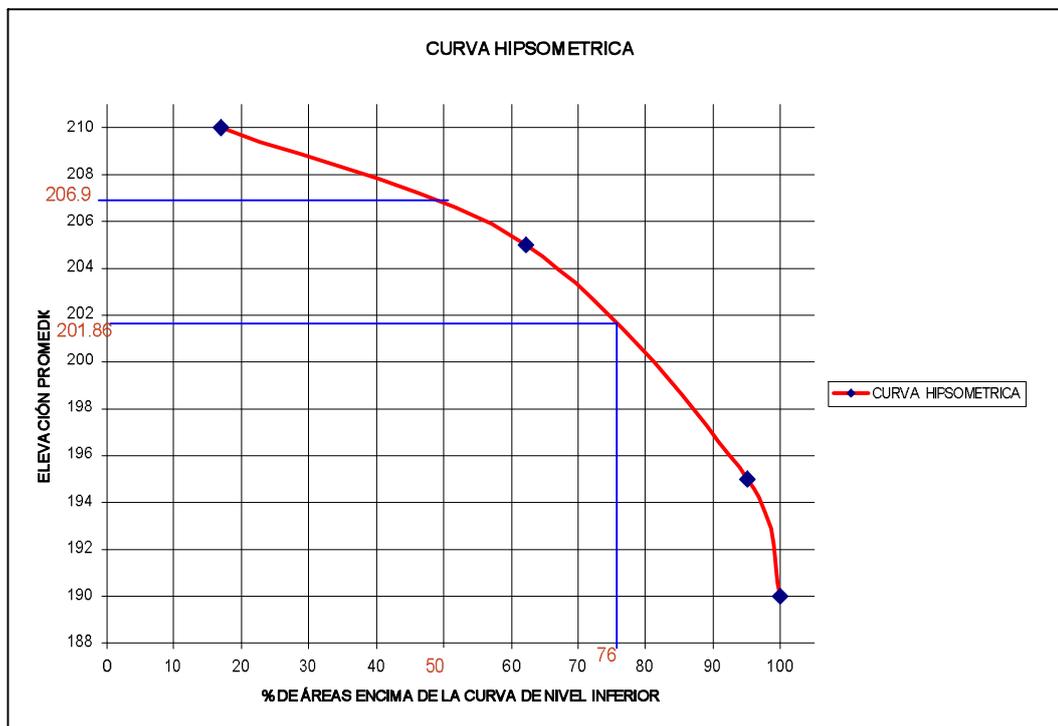
La Unidad presenta vertientes de diferentes características y tamaños clasificándose como asimétrica. La vertiente mayor esta conformada por los barrios Ford, la Palma, Petaca, Siete de Agosto, Centro, Cruz de Mayo y parte del Bosque. La vertiente menor la conforman: los barrios la Lucha, Fátima, el Prado y parte del barrio Ford.

Tabla Nº 3. Cálculo de la elevación media

INTERVALO	ELEVACIÓN PROMEDIO	AREA ENTRE CURVAS(m2)	% DE AREA RESPECTO AL TOTAL	% DE AREA ENCIMA DE LA CURVA NIVEL INFERIOR	a * e (m3)
210 - P.A.	210	134800,00	16,833	16,833	28308000
200 - 210	205	364000,00	45,455	62,288	74620000
190 - 200	195	262000,00	32,717	95,005	51090000
P.A - 190	190	40000,00	4,995	100,000	76000000
Σ=		800800,00	100,000		161618000

La elevación media calculada es de: $\frac{\sum a * e}{A} = 201.82m$

Gráfica N° 2. Curva Hipsométrica



4.2.2 Pendiente de la Unidad. La pendiente promedio de la Unidad es de 2.15 %, de acuerdo con la siguiente clasificación. Jiménez, H *et al.* (1986).

Tabla N° 4. Clasificación del terreno según su pendiente.

% PENDIENTE	CLASIFICACIÓN
0 – 3	Plana
3 – 7	Suave
7 – 12	Mediana
12 - 20	Accidentada
20 - 35	Fuerte
35 - 50	Muy fuerte
50 - 75	Escarpado
> 75	Muy Escarpado

La Unidad se clasifica como plana. En ciertas sub-unidades de la Unidad la pendiente va de plana a suave, presentando problemas de acumulación de aguas y sedimentación. Son notables las acumulaciones de basuras provenientes de la zona urbanizada.

4.2.3 Cauce principal. El cauce principal que en ella fluye tiene su origen en la Cruz de Mayo y convergen sus aguas a un mismo punto junto al arroyo El Paso formando un solo cauce que dirige sus aguas hacia inmediaciones de la Universidad de Sucre. El cauce principal tiene una longitud de 1427.61 m. y una pendiente de 1.7% desde su origen hasta el punto de interés considerándose como corto y de rápida respuesta. La pendiente del cauce principal de la Unidad es considerada como plana presentándose problemas de sedimentación y acumulación de aguas. Este y sus tributarios son considerados como efimeros debido a que llevan agua solo durante y un poco después de la lluvia.

La pendiente del cauce principal se calculó por el Método de Valores Extremos.

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{210\text{m} - 186\text{m}}{1427.61\text{m}} = 0.017 = 1.7\%$$

4.2.4 Forma de la Unidad. De acuerdo al índice de forma la Unidad es alargada, lo que comprueba el coeficiente de compacidad y el índice de alargamiento clasificándola como Oval redonda y Oblonga respectivamente. Esta forma indica que los tiempos de concentración son cortos, que la unidad de cuenca es susceptible a crecidas y tiende a concentrar fuertes volúmenes de agua de escurrimiento. Así mismo, dicha forma implica que la disposición del drenaje es a manera de abanico.

4.2.5 Densidad de drenaje. La Unidad es eficiente a la hora de drenarse, pero debido al alto volumen de la densidad de drenaje o de escurrimiento calculada se producen rápidos ascensos de la corriente apareciendo problemas de drenaje y sedimentación, disminuyendo la respuesta de la Unidad.

4.3 INVENTARIO Y DIAGNÓSTICO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

4.3.1 Canal rectangular. Ubicado en el barrio la Palma. Cra 24. (Cuatro Vientos), con las siguientes características: longitud de 90.28 m., altura máxima del talud de 2.0 m., altura mínima del talud de 1.8 m., ancho de la base de 3.15 m. y pendiente promedio del fondo del canal de 1.5 %.

Es un canal revestido en concreto, el cual presenta grietas en el fondo en toda su longitud. A los 76.75 m. presenta un salto, a nivel de fondo de 0.37 m. y otro al final del canal de 0.47 m. (Ver fotos canal rectangular en CD).

A él confluyen aguas de los barrios: La Ford, Siete de Agosto, La Lucha, parte del Prado, Chacurí, Centro, Petaca, Cruz de Mayo y Fátima.

El canal rectangular existente no es el más eficiente hidráulicamente aunque en su construcción sea el más fácil y económico, sus características hidráulicas y geométricas indican que no tiene la capacidad necesaria para transportar las aguas que se originarían cuando ocurra una precipitación de 94.44 mm ó mayor.

El fondo del canal presenta irregularidades (mal revestimiento, tapas de alcantarillas sobresalientes) que ocasionan fenómenos locales modificando el comportamiento y celeridad del flujo, el cual se puede clasificar como un flujo súper-crítico y rápidamente variado debido a que el número de Froude es

mayor que 1, y la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal en forma abrupta, un ejemplo de ello ocurre en la caída hidráulica que en él existe. Este tipo de fenómeno local es causado por un cambio abrupto en la pendiente del canal.

El exceso de velocidad del agua, de más de 6 m. / seg. es la causa del deterioro en el fondo del canal.

A pesar de las infiltraciones é irregularidades existentes en el primer tramo del canal, no ocurren problemas de desbordamiento del cauce gracias a un excesivo borde libre; caso contrario pasa en el último tramo del canal, el cual se desborda al recibir mayor caudal generado por una precipitación de 94.44 mm o mayor.

4.3.2 Canal natural. Ubicado en el barrio la Palma desde el final del canal rectangular hasta el inicio de la calle canal, tiene una longitud de 443.82 m., y pendiente promedio del fondo del canal de 1.081%.

Es un canal natural de amplias secciones y taludes irregulares, desprovisto de protección, con presencia de grandes cárcavas debidas a la erosión hídrica sobre los bordes inestables del talud, causando desprendimiento de partículas por la fuerza tractiva o fricción hidráulica que ejerce el agua al moverse en forma turbulenta. Sobresalen tuberías y manjoles, debido a la socavación en el fondo del canal. Existe cobertura vegetal en algunos tramos del cauce principal y un exceso de acumulación de basuras que se depositan en los bordes y final del arroyo, cuando cesa el escurrimiento. (Ver fotos canal natural en CD).

A él confluyen directamente aguas del canal rectangular, de las calles en concreto del barrio la Palma y de la zanjas que drenan aguas negras y lluvias

de la invasión e indirectamente las aguas lluvias de los barrios Prado y Fátima a través de un cauce natural en el K 0 + 455. (Ver Plano 2 en anexo).

La presencia de materiales en el canal, tales como residuos sólidos, tuberías y manjoles, hacen que el flujo de éste sea súper-critico, rápidamente variado y turbulento. La existencia de éstos materiales aumenta la rugosidad del canal y consecuentemente disminuye la velocidad en ciertos sectores causando concentraciones de agua a la hora del escurrimiento final del arroyo, acumulaciones que desestabilizan los bordes y socavan los lugares donde existen estructuras como puentes y calles, causando problemas no sólo estructurales, sino también sociales y ambientales. La zona se caracteriza por el impacto ambiental negativo a causa de la integración arroyo e invasión.

4.3.3 Calle canal. Está ubicado desde el final del cauce ó canal natural (Límite entre la invasión y el barrio La Palma) hasta el inicio del canal en tierra. Tiene las siguientes dimensiones: 193.24 m. de longitud, 6 m. de ancho y Pendiente de 0.828 %. Al final de la calle existe un cambio de pendiente a 27 % en 3.9 m de longitud, pasando de pendiente suave a brusca o rápida.

Los bordillos de la calle canal tienen una altura de 30 cm. promedio al inicio y 50 cm promedio al final. Presenta en su longitud boca calles que vierten sus aguas en ella.

Las casas ubicadas a lado y lado de la calle canal tienen terrazas de 1.5 m. de altura aproximadamente desde la cota superior del bordillo. A causa de las altas precipitaciones se dan aumentos del nivel del cauce que sobrepasan la cota superior del bordillo de protección y de las terrazas causando inundaciones.

Es notable la socavación y sedimentación al inicio y al final de la calle canal debido a la falta de estructuras que permitan el flujo continuo del agua.

Esta ubicada desde el final del cauce o canal natural (inmediaciones de la invasión) hasta el inicio del canal erodable. Presenta en su trayectoria boca calles que vierten sus aguas en él.

Sobre la margen derecha de esta estructura, se encuentra ubicada una cancha deportiva, cuyo talud esta desprotegido, presentándose arrastre de material fino al cauce del arroyo aumentando el problema aguas abajo. El flujo presente en este tramo del arroyo es súper-critico y rápidamente variado, un conjunto de fenómenos locales en las intercepciones con la boca calles generan flujos de raro comportamiento.

La existencia de una rápida rectangular de 6 m. de ancho aguas abajo, construida para aliviar la caída del flujo y eliminar socavaciones generadoras de cárcavas aumenta excesivamente la velocidad del flujo y disminuye el tirante siendo menor en el tramo empinado en comparación con el tramo neutralizador de la rápida que tiene menor pendiente. (Ver fotos calle canal).

La altura del flujo cuando ocurren precipitaciones altas aumenta en exceso, sobrepasando bordillos y terrazas. Estos niveles son disipados por la presencia de un área recreacional, la que al inundarse, evita que estos niveles alcancen rangos mayores.

4.3.4 Canal en tierra. Esta ubicado al final del cauce principal, entre la calle canal y el punto de interés. Se encarga de drenar las aguas de la Unidad hasta el arroyo el Paso, para formar un solo cauce. Presenta las siguientes características: Es un canal recto de 78.51 m. de longitud, 5.5 m. de ancho promedio de la base, pendiente del fondo 2.13 %. Altura promedio desde el

fondo hasta la corona del talud de 3.60 m. siendo la máxima de 4.73 m. y la mínima de 2.45 m. En el K 0+0.00 o punto de interés la altura del canal es de 4.3 m.

Los taludes de éste canal no son revestidos pero están protegidos por espesa cobertura vegetal (pastos).

Es notable la socavación y sedimentación de basuras y materiales finos, formando un tramo fangoso en el tramo inicial de este canal Este fenómeno erosivo ha generado cárcavas, pérdida de talud y descubrimiento de tuberías. La sedimentación en este tramo es generada por la baja pendiente y la obstrucción de una tubería de alcantarillado de 12" que contribuyen con la acumulación de material fino, residuos sólidos y basuras. La tubería disminuye la velocidad que trae el flujo y genera una caída hidráulica que ha provocado la erosión y pérdida de taludes. (Ver fotos canal en tierra anexos).

En el tramo final de este canal, las secciones se hacen uniformes con alturas máximas de 4 m, el flujo se hace lento y estable comportándose como sub-crítico, la presencia de cobertura vegetal hace que la rugosidad aumente y la velocidad disminuya. Sin embargo los altos caudales, producto de las grandes precipitaciones. Han causado erosión suave. En el punto de interés se genera un fenómeno local donde el flujo se hace turbulento.

4.3.5 Rejillas del barrio La Ford. La calle 14 sirve de cauce de una corriente de aguas lluvias provenientes de sectores aledaños. Para evitar que fluya superficialmente, se colocaron rejillas metálicas en las esquinas de las carreras 20 (dos rejillas) y 22 (una rejilla). (Ver fotos rejillas en anexos).

La Rejilla 1, es rectangular de platinas, con dimensiones 0.73 * 2 m. y la cubeta captadora tiene una profundidad de 1.1 m.

La Rejilla 2 es rectangular de platinas, con dimensiones 0.84 * 0.92 m y la cubeta captadora tiene una profundidad de 0.34 m.

Las rejillas 1 y 2, ubicadas en la carrera 20 a cada lado de la calle 14, están interconectadas por una tubería ubicada por debajo de la calle, que sirve para la entrega de las aguas colectadas por la rejilla 2 a la 1.

La rejilla 3 es metálica, de forma cuadrada, con dimensiones 1.6 * 1.6 m, cubre una cubeta captadora de 0.52 m. que recibe por una tubería de 40 pulgadas de diámetro, las aguas captadas por las rejillas 1 y 2 y las aguas servidas de clínicas, viviendas y parqueaderos y la entrega al canal rectangular. en la Carrera 22, frente al Colegio San Francisco de Paula Santander.

4.3.6 Rejilla del barrio Petaca. Ubicada en la carrera 23 con calle 18. Es un conjunto de 8 rejillas tubulares de 1 m. * 0.47 m. colocadas en serie y separadas entre sí 60 cm. Por debajo de ellas se dispone una canaleta de 50 cm. de ancho y profundidades máxima y mínima de 54 y 50 cm respectivamente, conectada a una tubería que entrega las aguas colectadas a la tubería de 40" y esta a su vez a la cubeta captadora, rejilla 3 del Barrio La Ford. (Ver fotos rejillas en anexos).

4.3.7 Rejillas del barrio Siete de Agosto. Ubicada en la calle 19 con carrera 25. Es una rejilla metálica rectangular de 1.2 * 2.0 m. cuya finalidad es evitar la inundación de las casas ubicadas en la acera izquierda de la calle 19. Esta rejilla está conectada por medio de canaletas a otra que se encuentra en la misma esquina sobre la carrera 25 la cual entrega el agua nuevamente a la vía y corre superficialmente hasta el arroyo La Palma. (Ver fotos rejillas en anexos).

4.4 CÁLCULO DE PRECIPITACIONES DE EXCESO

Para la determinación de la precipitación de exceso se utilizaron tres distribuciones de probabilidad: la distribución de Gumbell, la distribución Normal o de Gauss y la distribución de Pearson tipo III. Se trabajó con los registros de 18 años de precipitación diaria de la Estación Meteorológica Puerta Roja de la Universidad de Sucre. (Ver anexo N° 1).

4.4.1 Distribución de Gumbell. Para la determinación de la precipitación de exceso se seleccionaron las precipitaciones máximas diarias de cada uno de los años de registro, se ordenaron de mayor a menor y se determinó mediante la ecuación de Weisbull la probabilidad de ocurrencia y el período de retorno de cada precipitación. Tabla 5. Haciendo uso del papel aritmético de Gumbell la precipitación de exceso es de 97.5 mm. (Ver gráfica N° 3).

Tabla N° 5. Determinación del tiempo de retorno. Método de Gumbell.

N° de orden	Precipitación (mm.)	$P(x \geq x_i)$ ($m/(n+1)$)	Período de retorno (años)
1	98,5	0,0588	17,00
2	97,0	0,1176	8,50
3	93,5	0,1765	5,67
4	89,0	0,2353	4,25
5	86,0	0,2941	3,40
6	80,5	0,3529	2,83
7	77,5	0,4118	2,43
8	77,0	0,4706	2,13
9	73,5	0,5294	1,89
10	72,0	0,5882	1,70
11	71,0	0,6471	1,55
12	68,0	0,7059	1,42
13	66,5	0,7647	1,31
14	66,0	0,8235	1,21
15	63,4	0,8824	1,13
16	62,0	0,9412	1,06
17	58,5	1,0000	1,00

4.4.2 Distribución Normal o de Gauss. Para la determinación de la precipitación de exceso por el Método de Gauss, se utilizaron las precipitaciones máximas diarias de cada uno de los años, se calculó la desviación estándar de la suma de los datos. En el Anexo N° 3 se toma el valor de Z_i a partir de P ($P \leq P_i$), con este valor y el de la desviación estándar se calcula la precipitación de exceso. En la tabla 6 se muestra los valores de $(P-P'')^2$, necesarios para el cálculo de la desviación estándar.

- Cálculo de desviación estándar (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (P - \bar{P})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{3286.97}{16}} = 14.33$$

Tabla N° 6. Datos para distribución normal o de Gauss.

Año	P(mm)	(P-P'') ²
1988	62,0	191,09
1989	72,0	14,62
1990	68,0	61,21
1991	62,5	177,52
1992	68,0	61,21
1993	97,0	448,44
1994	71,0	23,27
1995	55,5	413,05
1996	89,0	173,62
1997	89,0	173,62
1998	86,0	103,56
1999	77,5	2,81
2000	93,5	312,46
2001	51,5	591,63
2002	77,0	1,38
2003	71,0	23,27
2004	98,5	514,22
Σ		3286,97
Promedio	75.8	

- Cálculo de Z_i

Para un tiempo de retorno igual a 15 años, tomado de la tabla 1

$$P(P \geq P_i) = \frac{1}{15} = 0.07$$

$$P(P \leq P_i) = 1 - 0.07 = 0,93.$$

Haciendo uso del Anexo N° 3, se tiene $Z_i = 1.50$ y con la ecuación

$$P_i = Z_z * S + \bar{P}$$

Se calcula la precipitación de exceso P_i

$$P_i = Z_z * S + \bar{P} = 97.25\text{mm}.$$

4.4.3 Distribución Pearson tipo III. Para la determinación de la precipitación de exceso por el Método de Pearson III, se usaron las precipitaciones máximas diarias de cada uno de los años, se calculó la desviación estándar de la suma de los datos y el coeficiente de oblicuidad. Con este valor y el tiempo de retorno, en el Anexo N° 4 se toma el valor de K_t . Con éste y el promedio de las precipitaciones, se calcula la precipitación de exceso.

- **Cálculo de desviación estándar**

$$S = \sqrt{\frac{\sum (P - \bar{P})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{3286.97}{16}} = 14.33$$

- **Cálculo del coeficiente oblicuidad (C_s):**

$$C_s = \frac{n * \sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^3}{(n - 1) * (n - 2) * S^3} = 0.079. \text{ Donde } n = 17$$

Tabla N° 7. Datos para distribución Pearson III.

Año	P(mm)	(P-P")^2	(P-P")^3
1988	62,0	191,09	-2641,54
1989	72,0	14,62	-55,90
1990	68,0	61,21	-478,86
1991	62,5	177,52	-2365,15
1992	68,0	61,21	-478,86
1993	97,0	448,44	9496,44
1994	71,0	23,27	-112,23
1995	55,5	413,05	-8394,55
1996	89,0	173,62	2287,69
1997	89,0	173,62	2287,69
1998	86,0	103,56	1053,88
1999	77,5	2,81	4,71
2000	93,5	312,46	5523,15
2001	51,5	591,63	-14390,63
2002	77,0	1,38	1,63
2003	71,0	23,27	-112,23
2004	98,5	514,22	11660,75
Σ		3286,97	3286,00
Promedio	75,8		

Para un tiempo de retorno, T_r , de 15 años (tabla 1) y un coeficiente de oblicuidad C_s de 0.079, se obtiene en el Anexo N° 4, el valor de K_t .

$$K_t = 1,452.$$

Entonces, precipitación de exceso es:

$$P_t = \bar{P} + S * K_t = 75.8\text{mm} + (14.33 * 1.452) = 96.6\text{mm}$$

Promediando las precipitaciones calculadas por los distintos métodos utilizados se tiene como precipitación de exceso $P_i = 97 \text{ mm}$. Con ella se calcularán los caudales máximos por el método del Número de la curva.

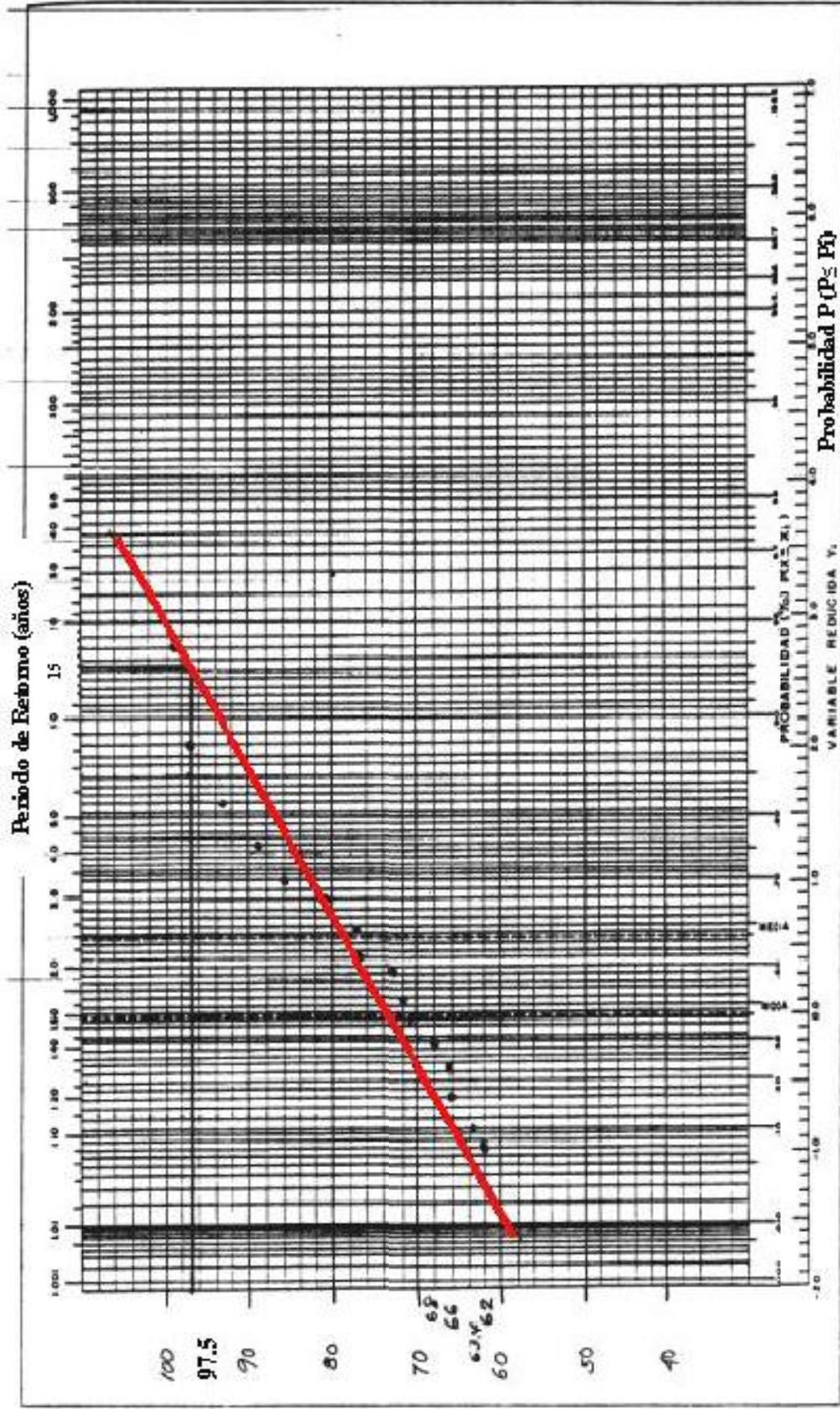
4.5 DETERMINACIÓN DE RIESGOS PERMISIBLE

La probabilidad de que ocurra un evento con un tiempo de retorno determinado dentro de varios años de vida útil de la obra se llama riesgo permisible (BARROS G., 1990). Considerando una vida útil de 10 años para las estructuras que se proponen, el riesgo de que estas fallen es:

$$U = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{15}\right)^{10} = 49.83\% .$$

Si el riesgo de falla se hace menor la vida útil de la obra disminuye aumentando los costos de mantenimiento. Se ha usado un tiempo de retorno de 15 años con el fin de aumentar la vida útil de la obra.

Grafica N° 3. Curva de precipitación por distribución de Gumbell.



4.6 CÁLCULO DEL CAUDAL POR EL MÉTODO DEL NÚMERO DE LA CURVA Y EL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

4.6.1 Sub – unidad N° 1. (Ver plano N°1).

Área de la sub-unidad $A_1 = 13.68$ Ha. (planímetro)

Condición antecedente de humedad II, para tierras agrícolas, suburbanas y urbanas. Parqueaderos, pavimentos, techos, accesos, etc. CN II = 98.

Condición antecedente de humedad III.

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)}$$
$$CN(III) = \frac{23 * 98}{10 + 0.13 * 98} = 99.12.$$

Cálculo de retención potencial o máxima cantidad de agua que la cuenca puede retener:

$$S = \frac{100}{CN} - 10, \text{ Donde } S \text{ esta en pulgadas.}$$

$$S = \frac{100}{99.12} - 10 = 0.0887 \text{ pulg.}$$

$$S = 2.175 \text{ mm.}$$

Cálculo de abstracción inicial o humedecimiento más retención superficial.

$$I_a = 0.2 * S = 0.2 * 2.175 \text{ mm} = 0.435 \text{ mm.}$$

Cálculo de precipitaciones de excesos.

$P = 97$ mm. Esta es la precipitación promedio calculada por las distribuciones de probabilidad

$$P_e = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S}$$

$$P_e = \frac{(97 \text{ mm} - 0.2 * 2.175 \text{ mm})^2}{97 \text{ mm} + 0.8 * 2.175 \text{ mm}} = 94.44 \text{ mm} .$$

Cálculo de la retención real de la cuenca.

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

$$F_a = \frac{94.44 \text{ mm} * 2.175 \text{ mm}}{97 \text{ mm} - 0.435 \text{ mm}} = 2.127 \text{ mm}.$$

Cálculo del tiempo de concentración haciendo uso de la fórmula de Kirpich (1940).

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Del plano a escala 1: 2000

Longitud del cauce: L = 562 m.

Diferencia de nivel del cauce: H = 210 m – 193 m = 17 m.

Pendiente S

$S = \frac{\Delta H}{L} = 0.0302 = 3.02\%$. Esta pendiente caracteriza la Sub -Unidad como plana a suave.

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{562m^3}{17m} \right)^{0.385} = 9.823 \text{ min} = 0.164 \text{ horas}$$

Cálculo del caudal:

Haciendo uso de la siguiente ecuación se obtiene el caudal:

$$Q_p = \frac{2.1(p_e * A_c)}{0.5 * D + 0.6 * t_e} .$$

Donde:

A_c = Área total de la cuenca. (Ha)

P_e = Precipitaciones de excesos en mm.

D = Duración de la precipitación.

D = t_c , debido a que no se conoce la precipitación de exceso en horas.

(Rojas, R. 1985)

t_c = Tiempo de concentración en horas.

Q_p = Caudal pico o máximo lts/seg.

$$Q_p = \frac{2.1(94.44 \text{ mm} * 13.68 \text{ Ha})}{0.5 * 0.164 \text{ h} + 0.6 * 0.164 \text{ h}} = 15039.20 \text{ lts/seg} = 15.04 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.6.2 Sub – Unidad N° 2. (Ver plano N° 1).

Área de la sub-unidad de cuenca $A_2 = 31.68 \text{ Ha}$. (planímetro)

Cálculo del tiempo de concentración haciendo uso de la formula de Kirpich

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Del plano a escala 1:2000

L = 694.61 m.

H = 210 m – 193 m = 17 m.

Pendiente S

$S = \frac{\Delta H}{L} = 0.0244 = 2.44\%$. Esta pendiente caracteriza la Sub -Unidad como

plana a suave.

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{694.61 \text{ m}^3}{17 \text{ m}} \right)^{0.385} = 12.546 \text{ min} = 0.209 \text{ horas}$$

Cálculo del caudal.

$$Q_p = \frac{2.1(p_e * A_c)}{0.5 * D + 0.6 * t_c}$$

D = Duración de la precipitación.

D = $t_c = 0.209 \text{ h}$.

$$Q_p = \frac{2.1(94.44 \text{ mm} * 31.68 \text{ Ha})}{0.5 * 0.209 \text{ h} + 0.6 * 0.209 \text{ h}} = 27328.86 \text{ lts/seg} = 27.33 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.6.3 Sub – Unidad N° 3. (Ver plano N° 1).

Área de la sub-unidad de cuenca $A_3 = 12.32 \text{ Ha}$.

Calculó del tiempo de concentración

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Del plano a escala 1:2000

$L = 590 \text{ m}$.

$H = 210 \text{ m} - 190 \text{ m} = 20 \text{ m}$.

Pendiente S

$S = \frac{\Delta H}{L} = 0.0339 = 3.39\%$. Esta pendiente caracteriza la Sub - Unidad como

plana a suave.

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{694.61 \text{ m}^3}{17 \text{ m}} \right)^{0.385} = 9.76 \text{ min} = 0.163 \text{ horas}$$

Cálculo del caudal.

$$Q_p = \frac{2.1(p_e * A_c)}{0.5 * D + 0.6 * t_e}$$

$$Q_p = \frac{2.1(94.44 \text{ mm} * 12.32 \text{ Ha})}{0.5 * 0.163 \text{ h} + 0.6 * 0.163 \text{ h}} = 13627.17 \text{ lts/seg} = 13.63 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.6.4 Sub - Unidad N°4. (Ver plano N° 1)

Área de la sub-unidad de cuenca $A_4 = 13.08 \text{ Ha}$.

Cálculo del tiempo de concentración

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Del plano a escala 1:2000

L = 410 m.

H = 208 m – 190 m = 18 m.

Pendiente S

$S = \frac{\Delta H}{L} = 0.0439 = 4.39\%$. Esta pendiente caracteriza la Sub - Unidad como

suave.

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{410^3}{18} \right)^{0.385} = 6.676 \text{ min} = 0.111 \text{ horas}$$

Cálculo del caudal.

$$Q_p = \frac{2.1(p_e * \Delta_c)}{0.5 * D + 0.6 * t_e}$$

$$Q_p = \frac{2.1(94.44 \text{ mm} * 13.08 \text{ Ha})}{0.5 * 0.111 \text{ h} + 0.6 * 0.111 \text{ h}} = 21245.52 \text{ lts/seg} = 21.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.6.5 Sub - Unidad N° 5. (Ver plano N°1).

Área de la sub-unidad, $A_5 = 8.92 \text{ Ha}$.

Cálculo del tiempo de concentración

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Del plano a escala 1:2000

L = 592 m.

H = 208 m – 190 m = 18 m.

Pendiente S:

$S = \frac{\Delta H}{L} = 0.03 = 3\%$. Esta pendiente caracteriza la Sub-Unidad como suave.

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{592 \text{ m}^3}{18 \text{ m}} \right)^{0.385} = 10.204 \text{ min} = 0.170 \text{ horas}$$

Cálculo del caudal.

$$Q_p = \frac{2.1(p_e * \Delta_c)}{0.5 * D + 0.6 * t_e}$$

$$Q_p = \frac{2.1(94.44 \text{ mm} * 9.32 \text{ Ha})}{0.5 * 0.170 \text{ h} + 0.6 * 0.170 \text{ h}} = 9.884.38 \text{ lts/seg} = 9.88 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.6.6 Cálculo del caudal total, Q_t

$$\begin{aligned} Q_t &= Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 \\ &= 15.04 \text{ m}^3/\text{s} + 27.33 \text{ m}^3/\text{s} + 13.63 \text{ m}^3/\text{s} + 21.25 \text{ m}^3/\text{s} + 9.88 \text{ m}^3/\text{s} \\ &= 87.13 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

4.7 DISEÑO DE SECCIÓN DE CANALES

Para el diseño se tiene en cuenta la ecuación de Maning, la más empleada para efecto de diseño de canales abiertos. La geometría para cada sección de los canales se muestra en el Anexo N° 5.

4.7.1 Tramo K 0 + 809.75 a K 0 + 733 (Canal Rectangular)

Caso en el cual esta fijado el ancho b del canal en el fondo

Longitud: $L = 76.75 \text{ m}$.

Pendiente: $S = 0.0169$

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 27.33 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 3.15 \text{ m}$.

De la ecuación de Maning:

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Siendo $V = \frac{Q}{A}$, se tiene $\frac{Q}{A} = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$

Como $A * R^{2/3} = \frac{Q * n}{S^{1/2}}$ y $R = \frac{A}{P}$, entonces $R^{2/3} = \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}}$

Luego sustituyendo:

$$A * \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} = \frac{Q_n}{S^{1/2}}$$

Entonces $\frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = \frac{Q_n}{S^{1/2}}$, despejando $A^{5/3} = P^{2/3} * \frac{Q_n}{S^{1/2}}$,

Elevando a la potencia $3/5$ y despejando A

$$\left(A^{5/3}\right)^{3/5} = \left(P^{2/3} * \frac{Q_n}{S^{1/2}}\right)^{3/5}, \text{ entonces } A = P^{2/5} * \left(\frac{Q_n}{S^{1/2}}\right)^{3/5}$$

De acuerdo al Anexo N° 5 para secciones rectangulares, a partir de:

$A = b * y$ ^ $P = b + 2 * y$. Se obtiene la ecuación 1:

$$b * y = \left(\frac{Q * n}{S^{1/2}}\right)^{3/5} * (b + 2 * y)^{2/5} \quad (1)$$

Remplazando los valores se tiene:

$$3.15 * y = \left(\frac{27.33 * 0.013}{0.0169^{1/2}} \right)^{3/5} * (3.15 + 2 * y)^{2/5}$$

$$3.15 * y = 1.828 * (3.15 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo para $y = 1.14$. Se cumple que $3.59 = 3.59$

Las demás características hidráulicas y geométricas son: (ver tabla N° 8)

Área (A): $A = b * y$; $A = 3.59 \text{ m}^2$.

Perímetro mojado (P): $P = b + 2 * y$; $P = 5.43 \text{ m}$.

Radio hidráulico (R): $R = \frac{A}{P}$; $R = 0.661 \text{ m}$.

Ancho superficial (T): $T = b$; $T = 3.15 \text{ m}$.

Profundidad hidráulica (D): $D = Y$; $D = 1.14 \text{ m}$.

Factor de sección (Z): $Z = b * y^{1.5}$; $Z = 3.834 \text{ m}$.

Borde libre (B_L): $B_L = 0.3 * y$; $B_L = 0.34 \text{ m}$.

Boca del canal (B_C): $B_c = b$; $B_C = 3.15 \text{ m}$.

Velocidad del flujo (V): $V = \frac{Q}{A}$; $V = 7.82 \text{ m/s}$.

Número de Froude (F): $F = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$; $F = 2.37$, $F > 1$ el flujo es Supercrítico

$g = 9.8 \text{ m/s}^2$.

4.7.2 Tramo K 0 + 733 a K 0+ 719.45 (Canal Rectangular)

Caso en el cual esta fijado el ancho b del canal en el fondo.

Pendiente: $S = 0.0051$.

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 42.37 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 3.15 \text{ m}$.

Haciendo uso de la ecuación 1,

$$3.15 * y = 3.393 * (3.15 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo para $y = 2.495$ Se cumple que $7.859 = 7.859$

Las demás características hidráulicas y geométricas del Tramo K 0+ 733 a K 0 + 719.45 se muestran en la tabla N° 9.

4.7.3 Tramo K 0 + 719.45 a K 0 + 700

Caso en el cual esta fijado el ancho b del canal en el fondo

Pendiente: $S = 0.0837$.

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 42.37 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 3.15 \text{ m}$.

Haciendo uso de la ecuación 1,

$$3.15 * y = 1.472 * (3.15 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo para $y = 0.887$, se cumple que $2.79 = 2.79$.

Las demás características hidráulicas y geométricas del Tramo K 0 + 719.47 a K 0 + 700. Se muestran en la tabla 10.

4.7.4 Tramo K 0 + 700 a K 0 + 670. (Canal trapezoidal)

De la ecuación de Maning:

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Haciendo uso de $V = \frac{Q}{A}$, entonces $\frac{Q}{A} = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$

Como $A * R^{2/3} = \frac{Q * n}{S^{1/2}}$ y $R = \frac{A}{P}$, se tiene $R^{2/3} = \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}}$

Luego sustituyendo:

$$A * \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} = \frac{Q_n}{S^{1/2}}$$

Entonces $\frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = \frac{Q_n}{S^{1/2}}$, despejando $A^{5/3} = P^{2/3} * \frac{Q_n}{S^{1/2}}$,

Evaluando a la potencia $3/5$ y despejando A

$$\left(A^{5/3}\right)^{3/5} = \left(P^{2/3} * \frac{Q_n}{S^{1/2}}\right)^{3/5}, \quad A = P^{2/5} * \left(\frac{Q_n}{S^{1/2}}\right)^{3/5}$$

De acuerdo con el Anexo N°5 para secciones trapezoidales

; $A = b * y + z * y^2$; $P = b * 2 * y * \sqrt{1+z^2}$. Se obtiene la ecuación (2):

$$b * y + z * y^2 = (b + 2 * y * \sqrt{1+z^2})^{2/5} * \left(\frac{Q * n}{S^{1/2}}\right)^{3/5}$$

Remplazando:

Talud: $z = 1$.

Pendiente: $S = 0.0055$.

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 52.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 3.15 \text{ m}$.

$$3.15 * y + y^2 = (3.15 + 2 * y * \sqrt{1+1^2})^{2/5} * \left(\frac{52.25 * 0.013}{0.0055^{1/2}} \right)^{3/5}$$

$$3.15 * y + y^2 = 3.777 * (b + 2.8284 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo para $y = 1.776$. Se cumple que $8.75 = 8.75$

Las demás características hidráulicas y geométricas son:

Área (A): $A = b * y + z * y^2$; $A = 8.748 \text{ m}^2$.

Perímetro mojado (P): $P = b + 2 * y * \sqrt{1+z^2}$; $P = 8.17 \text{ m}$.

Radio hidráulico (R): $R = \frac{A}{P}$; $R = 1.07 \text{ m}$.

Ancho superficial (T): $T = b + 2 * z * y$; $T = 6.7 \text{ m}$.

Profundidad hidráulica (D): $D = \frac{A}{T}$; $D = 1.305 \text{ m}$.

Factor de sección (Z): $Z = \frac{A^{1.5}}{\sqrt{b + 2 * z * y}}$; $Z = 9.99 \text{ m}$.

Borde libre (B_L): $B_L = 0.33 * y$; $B_L = 0.586 \text{ m}$.

Boca del canal (B_C): $B_C = b + 2 * z * (y + B_L)$; $B_C = 7.874 \text{ m}$.

Velocidad del flujo (V): $V = \frac{Q}{A}$; $V = 5.97 \text{ m/s}$.

Número de Froude (F): $F = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$; $F = 1.43$, $F > 1$ el flujo es Supercrítico.

4.7.5 Transición K 0 + 670 a K 0 + 663.57

Se hará un cambio de sección entre el canal trapezoidal de base 3.15 m al canal trapezoidal de base 6.0 m.

De acuerdo a Hind, citado por Silva, use la siguiente ecuación para calcular la longitud de transición:

$$L = \frac{b - b'}{2 * \tan 12 \frac{1}{2}^{\circ}}$$

Donde b es la base mayor y b' la base menor

$$b = 6 \text{ m}$$

$$b' = 3.15 \text{ m.}$$

Luego la longitud de transición es: $L = 6.43 \text{ m}$. El plano N° 3, muestra detalles de diseño.

4.7.6 Tramo K 0 + 663.57 a K 0 + 637 (Tubería N° 1)

En este tramo se debe retirar el material fangoso que se encuentra debajo y a los lados de la tubería N° 1 y en su reemplazo se debe hacer un relleno con material bien gradado y compactado, hasta alcanzar el nivel superior de la tubería. A partir de este nivel se hará un revestimiento en concreto de 10 cm. de espesor, cuyo fin es proteger la tubería de alcantarillado y darle a este tramo la pendiente necesaria para un adecuado drenaje.

Los siguientes son datos que se van a utilizar en el diseño.

Talud: $z = 1$.

Pendiente: $S = 0.0055$.

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 52.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 6.0 \text{ m}$. considerada por el ancho de la calle canal a la cual drena el arroyo.

Haciendo uso de la ecuación 2,

$$6 * y + y^2 = 3.777 * (6 + 2.8284 * y)^{\frac{2}{5}}$$

Resolviendo por tanteo para $y = 1.2835$, se cumple $9.34 = 9.34$

Las demás características hidráulicas y geométricas se muestran en la tabla 7. Del tramo $k 0 + 663.57$ a $k 0 + 637$ (tubería N° 1). (Ver tabla N° 12).

4.7.7 Tramo K 0 + 637 (Tubería N° 1) a K 0 + 455 (Canal trapezoidal)

Caso en el cual está fijado el ancho b del canal en el fondo

$$S = \frac{(55.44 + 0.10) - (53.59 + 0.10)}{(637 - 455)} = 0.010$$

Datos de diseño:

Talud: $z = 1$.

Pendiente: $S = 0.010$.

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 52.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 6.0 \text{ m}$.

Haciendo uso de la ecuación 2,

$$6 * y + y^2 = 3.157 * (6 + 2.8284 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo para $y = 1.077$, se cumple que $7.62 = 7.62$

Las demás características hidráulicas y geométricas se muestran en la tabla N° 13.

4.7.8 Tramo K 0 + 455 a K 0 + 275.65 (Canal trapezoidal)

Caso en el cual está fijado el ancho b del canal en el fondo

$$S = \frac{(53.59 + 0.10) - 52.56}{(455 - 275.65)} = 0.00602$$

Talud: $z = 1$.

Pendiente: $S = 0.00602$.

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 65.88 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 6.0 \text{ m}$.

Haciendo uso de la ecuación 2,

$$6 * y + y^2 = 4.224 * (6 + 2.8284 * y)^{\frac{2}{5}}$$

Resolviendo por tanteo para $y = 1.077$, se cumple que $10.63 = 10.63$

Las demás características hidráulicas y geométricas se muestran en la tabla N° 14.

4.7.9 Tramo K 0 + 75 a K 0 + 47 (Canal trapezoidal)

Caso en el cual esta fijado el ancho b del canal en el fondo.

Talud: $z = 1$.

Pendiente: $S = 0.0057$.

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 6.0 \text{ m}$.

Haciendo uso de la ecuación 2,

$$6 * y + y^2 = 5.078 * (6 + 2.8284 * y)^{\frac{2}{5}}$$

Resolviendo por tanteo, para $y = 1.708$ se cumple que $13.68 = 13.68$

Las demás características hidráulicas y geométricas se muestran en la tabla N° 15.

4.7.10 Diseño de la sección de la rápida tramo K 0 + 47 a K 0 + 00

- **Tramo empinado**

Para el diseño de este tramo se usan los siguientes datos:

Talud: $z = 1$.

Pendiente: $S = 0.0049$.

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 6.0 \text{ m}$.

Ancho de la rápida es de 6 m.

Haciendo uso de la ecuación 2,

$$6 * y + y^2 = 2.66 * (6 + 2.8284 * y)^{3/5}$$

Resolviendo por tanteo, para $y = 0.91$ se cumple: $6.28 = 6.28$

- **Tramo neutralizador**

Pendiente: $S = 0.0045$.

Caudal: $Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}$.

Haciendo uso de la ecuación 2,

$$6 * y + y^2 = 5.451 * (6 + 2.8284 * y)^{3/5}$$

Resolviendo por tanteo, para $y = 1.828$, se cumple que $14.30 = 14.30$

Las demás características hidráulicas y geométricas se muestran en las tablas N° 16 y 17 y plano N° 3.

4.7.11 Características hidráulicas y geométricas de las secciones del canal propuesto
(Las unidades están en Sistema Internacionales S.I)

Tabla N° 8. TRAMO K0 + 809.57 a K0 + 733 (CANAL RECTANGULAR)

z	N	S	Q	b	y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
1	0,013	0,0183	27,33	3,15	0,885	3,57	5,65	0,632	4,92	0,726	20,43	0,292	5,504	7,65	2.597

Tabla N° 9. TRAMO K0 + 733 a K0 + 719.47 (CANAL RECTANGULAR)

z	N	S	Q	b	Y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
-	0,013	0,00517	42,37	3,15	2,495	7,859	8,14	0,965	3,15	2,495	12,414	0,748	3,15	5,39	1,09

Tabla N° 10. TRAMO K0 + 719.47 a K0 + 700 (CANAL RECTANGULAR)

z	N	S	Q	b	Y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
-	0,013	0,00837	42,37	3,15	0,887	2,794	4,924	0,567	3,15	0,887	2,631	0,26	3,15	15,16	5,14

Tabla N° 11. TRAMO K0 + 700 a K0 + 670 (CANAL TRAPEZOIDAL)

z	N	S	Q	b	Y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
1	0,013	0,0055	52,25	3,15	1,776	8,748	8,173	1,07	6,702	1,305	9,99	0,586	7,87	5,97	1,43

Tabla N° 12. TRAMO K0 + 663.57 a K0 + 637 (CANAL TRAPEZOIDAL)

z	N	S	Q	b	y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
1	0,013	0,0055	52.25	6.0	1.283	9.344	9.628	0.97	8.566	1.09	9.76	0.42	9.41	5.59	1.576

Tabla N° 13. TRAMO K0 + 637 (TUBERIA # 1) a K0 + 455 (CANAL TRAPEZOIDAL)

z	N	S	Q	b	y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
1	0,013	0,010	52.254	6	1.077	7.62	9.046	0.842	8.154	0.935	7.366	0.355	8.864	6.86	2.11

Tabla N° 14. TRAMO K0 + 455 a K0 + 275.65 (CANAL TRAPEZOIDAL)

z	N	S	Q	b	y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
1	0,013	0,00602	65.88	6	1.43	10.63	10.040	1.06	8.86	1.2	7.07	0.472	9.804	6.2	1.656

Tabla N° 15. TRAMO K0 + 75 a K0 + 47 (CANAL TRAPEZOIDAL)

z	N	S	Q	b	y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
1	0,013	0.0057	87.13	6.0	1.708	13.18	10.83	1.217	9.416	1.15	11.615	0,56	10.54	6.61	1.616

Tabla N° 16. TRAMO K0 + 47 a K0 + 00 RÁPIDA – TRAMO EMPINADO

Z	N	S	Q	b	y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
1	0,013	0.049	87.13	6.0	0.91	6.28	8.57	0.73	7.82	0.8	5.63	0.30	8.42	13.87	4.644

Tabla N° 17. TRAMO K0 + 47 a K0 + 00 RÁPIDA – TRAMO NEUTRALIZADOR

z	n	S	Q	b	y	A	P	R	T	D	Z	B _L	B _c	V	F
1	0,013	0.045	87.13	6.0	1.828	14.31	11.17	1.28	9.656	1.48	17.4	0.603	10.85	6.09	1.44

4.8 DETERMINACION DEL NIVEL DEL FLUJO EN LA CALLE CANAL

Usando la ecuación 1, para canales rectangulares, se determinará el nivel del flujo por tramos, cuando se presente una precipitación igual a los 94.4 mm. Considerando ésta como un canal rectangular con taludes supuestos de 1.5 m. (ver plano N°3).

$$b * y = \left(\frac{Q_n}{S^{1/2}} \right)^{3/5} * (b + 2 * y)^{2/5}.$$

4.8.1 Tramo K 0 + 275.65 a K 0 + 240

$$\text{Pendiente } S = \frac{52.56 - 51.84}{35.65} = 0.0202.$$

$$\text{Rugosidad } n = 0.013$$

$$\text{Caudal: } Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Base: } b = 6.0 \text{ m}$$

Mediante la ecuación 1, se tiene

$$6 * y = 3.474 * (6 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo, para: $y = 1.38$ se cumple que $8.28 = 8.28$.

$$A = 8.28 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A}; V = 10.52 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * y}}; \text{ Donde: } y = 1.38 \text{ m } F = 2.985; F > 1 \text{ el flujo es Supercrítico}$$

4.8.2 Tramo K 0 + 240 a K 0 + 200

$$\text{Pendiente } S = \frac{51.84 - 51.59}{40} = 0.00625 .$$

$$\text{Rugosidad } n = 0.013$$

$$\text{Caudal } Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Base } b = 6.0 \text{ m}$$

Usando la ecuación 1,

$$6 * y = 4.9397 * (6 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo, para $y = 2.08$ se cumple que $11.53 = 11.53$.

$$A = 11.53 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A} ; V = 6.98 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * y}} ; \text{ Donde: } y = 2.08 \text{ m } F = 1.54; F > 1; \text{ el flujo es Supercrítico.}$$

4.8.3 Tramo K 0+200 a K 0+160

$$\text{Pendiente: } S = 0.004625$$

$$\text{Rugosidad: } n = 0.013$$

$$\text{Caudal: } Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Base: } b = 6.0 \text{ m}$$

Usando la ecuación 1,

$$6 * y = 5.407 * (6 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo, para $y = 2.32$ se cumple que $13.92 = 13.92$

$$A = 13.92 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A}; V = 6.26 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}; \text{ Donde: } y = 2.32 \text{ m } F = 1.31; F > 1 \text{ el flujo es Supercrítico.}$$

4.8.4 Tramo K0+160 a K0+120

Pendiente: $S = 0.004125$

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 6.0 \text{ m}$

Haciendo uso de la ecuación 1,

$$6 \cdot y = 5.59 \cdot (6 + 2 \cdot y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo, para $y = 2.42$ se cumple que $14.52 = 14.52$.

$$A = 14.52 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A}; V = 6.00 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}; \text{ Donde: } y = 2.42 \text{ m } F = 1.32; F > 1; \text{ el flujo es Supercrítico.}$$

4.8.5 Tramo K 0+120 a K 0+82.41

Pendiente: $S = 0.00745$

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}$.

Base: $b = 6.0 \text{ m}$

De la ecuación 1,

$$6 * y = 4.686 * (6 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo y para $y = 1.95$ se cumple que $11.72 = 11.72$.

$$A = 11.72 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A} ; V = 7.434 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * y}} ; \text{ Donde: } y = 1.95 \text{ m } F = 1.699; F > 1; \text{ el flujo es Supercrítico}$$

4.8.6 Tramo K 0+82.41 a K 0+78.51

Comprende una rápida de 6 metros de ancho. Esta ubicada en el tramo final de la calle canal, consta de:

- **Tramo empinado de la rápida**

Pendiente: $S = 0.274$

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}$.

Mediante la ecuación 1,

$$6 * y = 1.589 * (6 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo, para $y = 0.582$ se cumple que $3.49 = 3.49$

Tomando ésta con sección rectangular se determinan las siguientes características hidráulicas y geométricas.

Área (A): $A = b * y$; $A = 3.492 \text{ m}^2$.

Perímetro mojado (P): $P = b + 2 * y$; $P = 7.164 \text{ m}$.

Radio hidráulico (R): $R = \frac{A}{P}$; $R = 0.487 \text{ m}$.

Ancho superficial (T): $T = b$; $T = 6.0 \text{ m}$.

Profundidad hidráulica (D): $D = Y$; $D = 0.582 \text{ m}$.

Factor de sección (Z): $Z = b * y^{1.5}$; $Z = 2.664 \text{ m}$.

Borde libre (B_L): $B_L = 0.3 * y$; $B_L = 0.174 \text{ m}$.

Velocidad del flujo (V): $V = \frac{Q}{A}$; $V = 33.0 \text{ m/s}$.

Número de Froude (F): $F = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$; $F = 13.82, >1$ el flujo es Supercrítico

▪ **Tramo neutralizador de la rápida K 0+78.51 a K 0+75**

Pendiente: $S = 0.228$

Rugosidad: $n = 0.013$

Caudal: $Q = 87.13 \text{ m}^3/\text{s}$.

Haciendo uso de la ecuación 1,

$$6 * y = 3.35 * (6 + 2 * y)^{2/5}$$

Resolviendo por tanteo para $y = 1.324$, se cumple que $7.944 = 7.944$

Tomando ésta como sección rectangular se determinan las siguientes características hidráulicas y geométricas.

Area (A): $A = b * y$; $A = 7.94 \text{ m}^2$.

Perímetro mojado (P): $P = b + 2 * y$; $P = 7.88 \text{ m}$.

Radio hidráulico (R): $R = \frac{A}{P}$; R = 1.01 m.

Ancho superficial (T): T = b ; T = 6.0 m.

Profundidad hidráulica (D): D = Y ; D = 1.324m.

Factor de sección (Z): $Z = b * y^{1.5}$; Z = 9.14 m.

Borde libre (B_L): $B_L = 0.3 * y$; B_L = 0.39 m.

Velocidad del flujo (V): $V = \frac{Q}{A}$; V = 10.97 m/s.

Número de Froude (F): $F = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$; F = 3.045, F > 1 el flujo es Supercrítico.

4.9 DISPOSICION DE CANALETAS EN LA CALLE CANAL

La disposición de canaletas en la calle canal es lo más adecuado para disminuir el nivel del flujo. A través de ellas se conducirán la aguas residuales provenientes de clínicas, lavaderos de autos, parqueaderos, calles y las aguas generadas en épocas con lluvia de baja intensidad; esto mitiga el problema de conducción de aguas por la superficie de la calle y elimina la contaminación visual que causa la acumulación de basuras. Las aguas pasarán por las canaletas hasta los últimos tramos encargados de drenarlas al arroyo el Paso.

En épocas de lluvia de baja intensidad, las canaletas permiten que el flujo no sobrepase los bordillo y facilita el transito de peatones por andenes sin tocar las aguas residuales y sedimentos que en ella se quedan después del escurrimiento.

Las siguientes gráficas muestran el comportamiento del flujo cuando ocurre una precipitación de 94.44 mm. Suponiendo un canal rectangular de 6 metros de ancho en el fondo con disposiciones de canaletas permite que el nivel del

flujo calculado disminuya 0.24 m. Las canaletas a cada lado de la calle tendrán un ancho de 0.6 m y una profundidad de 1.2 m, y estarán protegidas por placas de 1.5 m de largo por 0.7 m de ancho, las cuales puede ser de concreto o acero y facilitarán el mantenimiento. Ver plano N° 3. En caso de que existan tuberías de alcantarillado interrumpen en el trazado de las canaletas, se recomienda el uso de sifones invertidos.

4.10 CÁLCULO DE SOBRE-ELEVACIÓN EN LA PARTE EXTERIOR DE LAS CURVAS EN CANALES

Con el fin de seguir el eje del cauce existente y evitar problemas que puedan surgir al trazar el canal recto se proponen curvaturas en el canal, en las que el flujo toma una altura mínima y una máxima sobre los taludes. Para la altura máxima es recomendable aumentar el borde libre del canal para eliminar problemas de rebose del cauce.

Silva L, para calcular la sobre-elevación cuando el flujo es rápido recomienda usar la siguiente expresión, dado que el número de Froude es mayor que la unidad:

$$\Delta h = 4 * \left(\frac{v^2 / 2 * g}{R/b} \right), \quad (3)$$

Donde:

v = velocidad de flujo en m/s.

g = gravedad en m/s^2 .

R = radio del eje de la curva. Silva L, recomienda para caudales mayores a $20 m^3/s$, un radio de curvatura de 100 m.

b = ancho medio en metros.

$b = \frac{(B + T)}{2}$, donde B es la base del canal y T el ancho superficial.

4.10.1 Cálculo de la curvatura N° 1. Aplicando la ecuación N°3, para el tramo K 0+ 733 a K 0+ 719.47 se tiene:

$$\text{Ancho medio } b = \frac{(3.15 + 3.15)}{2} = 3.15 \text{ m}$$

Radio del eje de curvatura, $R = 100 \text{ m}$.

$$\Delta h = 4 * \left(\frac{\left(\frac{5.39 \text{ m}}{\text{s}} \right)^2 / 2 * 9.8 \text{ m} / \text{s}^2}{100 \text{ m} / 3.15 \text{ m}} \right) = 0.047 \text{ m}$$

4.10.2 Cálculo de la curvatura N° 2. Aplicando la ecuación N°3, para el tramo K 0+ 637 a k 0+ 455, se tiene

$$\text{Ancho medio } b = \frac{(6 + 8.154)}{2} = 7.077 \text{ m}$$

Radio del eje de curvatura, $R = 100 \text{ m}$.

$$\Delta h = 4 * \left(\frac{\left(\frac{7.76 \text{ m}}{\text{s}} \right)^2 / 2 * 9.8 \text{ m} / \text{s}^2}{100 \text{ m} / 7.077 \text{ m}} \right) = 0.22 \text{ m}$$

4.10.3 Cálculo de la curvatura N° 3. Aplicando la ecuación N°3, para el tramo K 0+455 a K 0+275.65, se tiene

$$\text{Ancho medio } b = \frac{(6 + 8.86)}{2} = 7.43 \text{ m}$$

Radio del eje de curvatura, $R = 100 \text{ m}$.

$$\Delta h = 4 * \left(\frac{\left(\frac{6.20 \text{ m}}{\text{s}} \right)^2 / 2 * 9.8 \text{ m} / \text{s}^2}{100 \text{ m} / 7.43 \text{ m}} \right) = 0.15 \text{ m}$$

Los respectivos diseños se muestran en el plano N°3.

4.11 DISEÑO DE LA SECCIÓN DEL CAUCE QUE SE UNE AL ARROYO EN K 0 + 455

Para el diseño se tiene en cuenta la ecuación N°2 usada en el diseño de las secciones trapezoidales del cauce principal.

Por este cauce fluye un caudal de 13.63 m³/s cuando se presenta una precipitación de 94.44 mm. Tomando como pendiente 0.010, y como coeficiente de rugosidad 0.013, se tiene:

$$3.15 * y + y^2 = 1.409 * (3.15 + 2.8284 * y)^{2/5}$$

Para un tirante $y = 0.7$ m se cumple la igualdad. $2.7 = 2.7$

Las características geométricas de este canal son las siguientes:

Area, $A = 2.7$ m².

Perímetro mojado, $P = 5.13$ m.

Radio hidráulico, $R = 0.526$ m.

Ancho superficial, $T = 4.55$ m.

Profundidad hidráulica. $D = 0.59$ m.

Factor de sección, $Z = 2.08$.

Borde libre, $B_L = 0.23$ m.

Boca del canal, $B_c = 5.01$ m.

Velocidad del flujo, $v = 5.05$ m/s.

Número de Froude, $F = 1.92$.

4.12 UNIÓN DE CANALES EN EL TRAMO K 0 + 455

Se considera que estos canales se unen con un ángulo de 37°. De acuerdo con Gerodetti citado por Naudascher (2001), para este tipo de unión con relación de caudal 0.2, ocurre derrame del caudal. Ver anexo N° 6.

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{13.63 \text{ m}^3/\text{s}}{65.88 \text{ m}^3/\text{s}} = 0.2$$

Por ello se hace necesario disminuir los efectos nocivos de las ondas de choque sobre-elevando localmente el talud o construir un muro de protección cerca de los puntos de reflexión. Ver plano anexo N°2.

4.13 DISIPADORES CON BLOQUES DE IMPACTO

La idea principal para el diseño de disipadores es estabilizar el salto y evitar que el agua salga de los límites del lecho disipador. La estabilización del salto se logra usando bloques de impacto que se colocan dentro del colchón de aguas en una o más filas. Este tipo de disipador de energía se coloca al pie del salto del agua.

Para el diseño se usa la forma estándar de U.S BUREAU OF RECLAMATION (USBR 1964) citado por Naudascher E (2001)., en su hidráulica de canales. Para este método se usa los siguientes datos experimentales:

$$X_B * y_2 = 4.0$$

Donde:

X_B = Es la distancia de la primera fila de bloques a la entrada del flujo.

Y_2 = Es el tirante del flujo por encima del tramo donde irían dispuesto los disipadores.

$$\frac{b}{b+S} = 0.5$$

Esta es la relación de obstrucción donde b es el ancho de los bloques y S la separación entre ellos.

$$\frac{b}{h} = \frac{S}{h} = 1.0$$

Esta es la relación de espacios entre obstrucciones donde h es la altura de los bloques.

$$3 \leq \frac{\Delta X}{h} \leq 8$$

Este es el rango de la relación entre la distancia de las filas de bloques y la altura de ellos.

4.14 CÁLCULO DE LOS DISIPADORES

- **Disipador del tramo K 0 + 700 a K 0 + 670**

Ubicación de los primeros bloques de impacto

$$X_B = 4.0 * y_2 = 4. * 1.776 \text{ m} = 7.10 \text{ m}$$

Ancho, altura y separación entre bloques:

$$h = y_1 = 0.887 \text{ m.}$$

$$b = h = s = 0.887 \text{ m.}$$

Ancho de la cresta:

$$a = 0.2 * h = 0.2 * 0.887 \text{ m} = 0.177 \text{ m.}$$

Ubicación de la segunda fila de bloques de impacto:

$$\Delta X = 4 * h = 4 * 0.887 \text{ m} = 3.55 \text{ m.}$$

Separación del bloque y la pared en la primera fila:

$$\frac{s}{2} = \frac{0.887 \text{ m}}{2} = 0.44 \text{ m.}$$

- **Disipador del tramo K 0 + 78.51 a K 0 + 75**

Dimensiones

$$X_B = 4.0 * y_2 = 4. * 1.324m = 5.29m$$

$$h = y_1 = 0.582m.$$

$$b = h = s = 0.582m.$$

$$a = 0.2 * h = 0.2 * 0.582m = 0.116m.$$

$$\Delta X = 4 * h = 4 * 0.582m = 2.33m.$$

$$\frac{s}{2} = \frac{0.582m}{2} = 0.29m.$$

- **Disipador del tramo K 0 + 75 a K 0 + 00**

$$X_B = 4.0 * y_2 = 4. * 1.828m = 7.31m$$

$$h = y_1 = 0.91m.$$

$$b = h = s = 0.91m.$$

$$a = 0.2 * h = 0.2 * 0.91m = 0.182m.$$

$$\Delta X = 4 * h = 4 * 0.91m = 3.64m.$$

$$\frac{s}{2} = \frac{0.91m}{2} = 0.45m.$$

Los respectivos diseños se muestran en el plano N° 3.

Actualmente el arroyo La Palma carece de adecuadas estructuras hidráulicas que permitan drenar rápidamente la Unidad. El estado de estas estructuras contribuyen con la pérdida de caudal a través de filtraciones que se presentan por un deficiente revestimiento en el fondo del canal y por acumulaciones que se dan aguas abajo debido a un aumento del nivel del fondo que interrumpe el flujo. Estas acumulaciones, junto a la falta de operación y mantenimiento de la línea de conducción han permitido el

surgimiento de focos de contaminación en el arroyo, que amenazan el bienestar de la comunidad que allí habita.

La falta de protección de los taludes en los tramos no revestidos del arroyo han permitido la acción erosiva del agua y las socavaciones han desestabilizado los taludes del canal. El material fino que se desprende por la fuerza tractiva del agua, es conducida por la corriente aguas abajo, esparciéndose luego del escurrimiento en la calle canal del barrio la Palma; aquellos que se acumulan forman áreas fangosas que retienen basuras y fluidos viscosos de olores insoportables.

Por las razones expuestas, se hace necesario proponer el diseño de un canal revestido que permita disminuir las perdidas de caudal por infiltración, estabilizar los taludes del canal y evitar las socavaciones por la acción erosiva del agua.

La disposición de estructuras de conducción rectangulares existentes en el trayecto del arroyo y sus alternativas de uso, nos permiten reducir costos posteriores en excavación y trazado de un nuevo canal. Es más factible mejorar su estructura a través de mejoras en revestimiento y aumento del borde libre para evitar perdidas por infiltración y desbordamiento del cauce.

Debido a los inconvenientes de espacio, que se dan por el trayecto existente de tuberías de alcantarillado y la disposición de manjoles, al igual que la limitación de lotes, se hace necesario la continuación del canal rectangular desviando el cauce existente. Para esta conducción se hace necesaria una baranda de seguridad que eviten accidentes a la población.

Desde el punto de vista constructivo, la existencia de disipadores de energía es conveniente para estabilizar el salto aguas abajo y los que se proponen se diseñan para trabajar como un solo elemento; la caída existente es propicia

para adecuar la conducción rectangular a las condiciones del terreno y concentrar el lugar en el cual se producirá la disipación de energía. Se hace conveniente al pie de la caída un elemento para disipar la energía del escurrimiento apenas cae, para ello la propuesta de incluir enrocado en la cubeta disipadora es lo ideal para que la energía se disipe dentro de la turbulencia del resalto hidráulico.

La sección hidráulica óptima no siempre es la más económica, ya que el costo del revestimiento puede ser comparable al de la excavación. Por ello, se considera como alternativa la propuesta de diseñar canales trapezoidales a partir del puente por ser esta sección más eficiente y estable que la rectangular. Además se amolda a las secciones del cauce natural y mantiene estables los taludes.

La opción de empalmar la calle canal con una sección ideal que permita la operación y mantenimiento, la disminución del nivel del flujo a la entrada y una alternativa de acceso de vehículos y peatones, que permita el paso a otros barrios, se propone una transición que permite el aumento de la sección trapezoidal que se hace constante hasta la calle canal.

En las boca-calles la propuesta de enrocar la intersección o esquina evitan el acceso del agua a las viviendas, facilitan el drenaje y sirve de acceso de vehículos y peatones.

En la calle canal el descenso del nivel del tirante se logra con canaletas a lado y lado de la calle, canaletas que en tiempos de sequía permite conducción de aguas residuales por ellas y no por encima de la calle disminuyéndose así la contaminación visual y la disposición de sedimentos y basuras superficiales.

En épocas de lluvias bajas el flujo no alcanzaría a sobrepasar la altura del bordillo lo que subsanaría el problema que hoy se presenta. Para cuando se den precipitaciones mayores a 94.44 mm los niveles serían considerables pero no lograrían alcanzar los niveles de las terrazas. En este tramo se hace necesario un enrocado de protección en la cancha para evitar el desprendimiento de material fino y su posterior acumulación aguas abajo.

Al final de la calle canal la necesidad de un enrocado en la superficie de la caída inclinada o tramos empinados de la rápida es propicia para adecuar la calle a las condiciones del terreno, disminuir el nivel y disipar la energía del flujo, este tipo de caídas enrocadas permite además agregar ventajas estéticas y paisajísticas al final del trazado.

CONCLUSIONES

- Con el estudio hidrológico de la Unidad se determinaron los caudales asociados a diferentes tiempos de concentración. Para ello fue necesario realizar un análisis compuesto teniendo en cuenta las diferencias superficiales del área en estudio. Basados en esto se sub-dividió la Unidad en cinco sub-unidades, las cuales presentaron características particulares que para la determinación del caudal manejaron tiempos de concentración distintos.
- Para la Unidad que drena al arroyo La Palma se usaron los registros de 18 años de precipitación de la estación Puerta Roja, los cuales, permiten lograr resultados confiables.
- Los resultados de precipitación de excesos obtenidos por las diferentes metodologías y para un mismo periodo de retorno, determinaron que el mayor valor de precipitación y el mejor ajuste probabilístico se obtiene con el método de distribución de Gumbell. Los métodos usados para la determinación de la precipitación producen resultados similares y comparables, pero siendo la distribución de Pearson tipo III un método más analítico se considera de mayor confiabilidad.
- Para la determinación del caudal de diseño se empleó el método del Número de la Curva (N.C) y el hidrograma unitario triangular por ser el más adecuado a las condiciones de la Unidad.

- El revestimiento en concreto, propuesto para el cauce del arroyo tiene ventajas significativas por su excelente relación costo-capacidad, aunque se presenten inconvenientes en espacio y mantenimiento. La selección de secciones trapezoidales en el diseño se hace teniendo en cuenta que éstas son las que presentan mayor estabilidad de taludes, facilitan el mantenimiento, limpieza y es una sección eficiente para la variación del tirante.

RECOMENDACIONES

- Para mitigar de forma rápida y con participación de la comunidad, el problema erosivo del canal natural se recomienda realizar rellenos de las cárcavas compactando las capas superiores y material de préstamo hasta densificarlas; este procedimiento es recomendable con oruga de bulldózer o rodillo pata de cabra. De igual modo se deben colocar barreras de protección a los lados del relleno para evitar su erosión, mediante trinchos, tablestacados, gaviones, enrocados u obras similares. A largo plazo se debe implementar barreras vivas, mediante la siembra de árboles y empradizado de taludes en tierra con el fin de aumentar las asperezas o rugosidades que permitan reducir la velocidad del flujo.
- Para la construcción de los canales propuestos se recomienda quitar todo el material fangoso, para posteriormente realizar un relleno de 60 cm. bien compactados, y sobre éste se recomienda disponer una placa de fondo no menor de 10 cm. de espesor
- Para mayor protección se propone la canalización del arroyo con revestimiento en concreto con las especificaciones técnicas recomendadas, según diseño y enrocado de protección en las rápidas y en el talud de la cancha. Para realizar el enrocado se recomienda pegar las piedras cuidadosamente con mortero de mezcla 1:3.
- En el canal rectangular tramo K 0+733 a K 0+809.75 se recomienda mejorar el revestimiento para evitar las filtraciones por las grietas

existentes. De igual forma se sugiere realizar mantenimientos periódicos, así como colocar señales de peligro a lo largo de este tramo, considerando su alto tránsito.

- En el canal rectangular tramo K 0+719.47 a K 0+733 se recomienda eliminar el registro de alcantarillado que se encuentra en el cauce del arroyo, para evitar la filtración de aguas de la tubería de alcantarillado al canal o viceversa. Se recomienda también aumentar la altura de los taludes del canal para evitar desbordamiento del cauce cuando ocurra una precipitación mayor a la de diseño (94.44 mm.).
- En el canal rectangular tramo K 0+670 a K 0+700 se recomienda colocar disipadores de energía para disminuir la velocidad del flujo, según el diseño propuesto.
- En el trazado del canal se recomienda cambiar el eje central existente en el K 0+700 del cauce del arroyo, para evitar que tuberías y registros interfieran en la trayectoria del trazado.
- Es muy importante separar las aguas residuales, que son vertidas al arroyo, de las aguas lluvias; por lo tanto es necesario que el municipio construya los colectores de aguas negras, sobre todo en el área de la invasión "La Palma". El sistema de alcantarillado debe estar alejado del canal una distancia de 20 m. aproximadamente para evitar la contaminación.
- Aunque las rejillas ubicadas en la calle 18 con carrera 23, barrio Petaca, calle 19 con carrera 25, barrio Siete de Agosto y calle 14 con carrera 20, barrio La Ford, tienen un diseño adecuado para el drenaje se recomienda su limpieza periódica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARROS, G. Hidrología. Ed. Universidad de Sucre. Sincelejo. 1990
- IGAC. Estudio General de Suelos y Zonificación de Tierras. Departamento de Sucre 1998. Pág.126.ISBN 958-9067-41-7.
- JIMENEZ, H y MATERON, H. Hidrología Básica II. Ed. Universidad del valle. Cali. 1986.
- LINSLEY, R. Hidrología para Ingenieros. Ed. Mc Graw-Hill Latinoamericana, S.A. Bogota. 1985.
- MONSALVE, G. Hidrología en la Ingeniería. Ed. Escuela Colombiana de Ingeniería. Santafé de Bogota. 1995.
- NAUDASCHER. Eduard. Hidráulica de canales. Diseño de estructuras. Ed. Limusa Noriega Editores. México.2001.Pág. 61, 71-77.
- ROJAS, R. Hidrología de tierras agrícolas. Ed. CIDIAT. Mérida. Venezuela. 1985
- SILVA, Garavito, Luis Felipe. Diseño de Acueductos y Alcantarillados.
- TERANCE Y Mc. GE. Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Ed. Mc Graw- Hill Interamericana, S.A. Santafé de Bogota. 1999.
- VEN TE CHOW. Hidráulica de Canales Abiertos. Ed. Mc Graw-Hill Interamericana, S.A. Santafé de Bogota. 1994.
- VEN TE CHOW. Hidrología Aplicada. Ed. Mc Graw- Hill Interamericana, S.A. Santafé de Bogota. 1994.

Web site:

- <http://www.alcaldiasincelejo.gov.co/alcsincelejo/municipio.htm>

ANEXOS

Anexo Nº 1. Precipitaciones máximas anuales

		PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES																
		1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
ENE	10	6,5	0	0	-	0	16	24,5	11	10	19,5	-	17	1,8	0	3,6	0	30,4
FEB	6	47	16,2	0	0	0	1,5	51	0	15,5	32,5	0	28,5	17,5	1,7	4	1,9	10,6
MAR	9	11,5	26,1	0	0	0	6,8	28	1,6	9,4	16	0	26,5	7	16,5	18	20,5	0,0
ABR	31	21	34,8	0	0	13,5	17,5	41	41	50	66	73,5	34,5	62	50,5	39	41	59,0
MAY	17	35	14,5	18,4	37	58	29	34,5	68	57,5	36	30	30	28,5	51,5	61	30,5	98,5
JUN	35	44,5	59,7	40,4	48	21,3	58	55,5	35,5	45	86	32,5	32,5	23,5	40	37,5	49,5	22,0
JUL	44	43	-	36	33	97	48	48	50	44,5	89	34	58	16,4	49	32	17	88,5
AGO	33	72	68	29	49,5	32	62	62	28	89	14,5	40	61	46	0	21	32,5	40,5
SEPT	43	26,05	39,5	62,5	68	46	71	23,5	89	78	42	42	66,5	80,5	33,5	77	42	50,5
OCT	51	63,4	47	41,5	24,5	28	45,5	43	47	15,5	15,5	33	77,5	93,5	51	30,5	71	13,5
NOV	62	42,5	27	35	1,9	39	15,6	49	48	19,5	19,5	13,8	30,5	58,5	27	38	40,5	48,0
DIC	32	14,5	39	1,5	47,5	8,1	3,4	19	17	0	-	-	19,5	6,2	7	53	25	27,0

Anexo N °2. Condiciones antecedentes de humedad II.

**Anexo N °3. Valores de K_t , para la distribución de Pearson Tipo III.
(Asimetría positiva)**

Anexo N °4. Probabilidad Acumulada de la Distribución Normal Estándar.

Anexo N °5. Elementos Geométricos de Secciones de Canal

**Anexo N 6. Relación de Caudal para considerar derrame en el canal.
(NAUDASCHER. Eduard. Hidráulica de canales).**

“Únicamente los autores son responsables de las ideas expuestas en el presente trabajo”

CANAL RECTANGULAR



CANAL NATURAL



CALLE CANAL



CANAL EN TIERRA



