Análisis Hidrológico de la Cuenca del Cerro Colorado y su Interacción con la Autopista Terminal Terrestre - Pascuales

Carlos Vera-Mutre, Jimmy Jaramillo-Nieto y Christian Sanga-Suárez
Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra
Escuela Superior Politécnica del Litoral
Campus “Gustavo Galindo V.”, Km. 30.5 Vía Perimetral, contiguo a la Cdla. Santa Cecilia, Casilla 09-01-5863, Guayaquil, Ecuador
E-mail: cvera…@..mail.com, jimarlon@espol.edu.ec, csanga@espol.edu.ec

Resumen

La ingeniería hidrológica incluye aspectos que comprende al diseño y operación de proyectos para el control y uso del agua. y de ahí su estrecha relación con obras de ingeniería civil como autopistas, puentes, presas, túneles, etc. Este es el caso de la autopista Terminal terrestre pascual que por estar vinculada con una cuenca Hidrográfica formada por la ladera de un cerro esta expuesta a amplias investigaciones debido al acogimiento del aguas por medios de alcantarilla.

Se describió a la cuenca, primeramente ubicándola en coordenadas geográficas. También conociendo su delimitación y sus características hidrológicas se la ha dividido en tres partes.

Se hizo un análisis estadístico de los datos de precipitación máxima diaria, efectuando el ajuste a una distribución de probabilidad y luego se calculo el periodo de retorno con la lluvia del 13 de diciembre de 1997. Se selecciono la precipitación extrema a través de un cálculo de alturas e intensidades máximas de las fajas pluviográficas.

Como paso posterior a la caracterización de la cuenca hidrográfica, se estudio los fundamentos teóricos del Método Racional, de la Soil Conservation Service y del Método de Ven te chow para determinar las variaciones del flujo superficial en la cual se seleccionó la mas adecuada para las condiciones de las cuencas.

Con el caudal seleccionado en cada cuenca se realizo un análisis hidráulico de cinco alcantarillas existentes. Primero se establecieron áreas de aportaciones en cada drenaje, luego se distribuyeron caudales en cada una de ellas. Segundo se calculo la altura de agua en la entrada usando una prueba de ensayo y error.

Palabras claves:

Abstract

Hydrology engineering includes aspects that understand to the design and operation of projects for the control and use of the water. And of there its narrow relation with project’s civil engineer like freeways, bridges, prey, tunnels, etc. This it is the case of the Terminal Terrestre-Pascuales freeway that to be tie with a Hydrographic river basin formed by the slope of a hill crosses by ample investigations due to the welcome of waters by culvert means.

It was described to the river basin, firstly locating it in geographical coordinateness. Also knowing its boundary and its hydrological characteristics has been divided it in three parts.

A statistical analysis became of data the daily Maxima precipitation, carrying out the adjustment to a probability distribution and soon be calculate the period of return with the rain of the 13 of December of 1997. Be select to the extreme precipitation through a calculation of heights and maximum intensities of the pluviograficas strips.

Like later step to the characterization of the hydrographic river basin, study the theoretical foundations of the Rational Method, the Soil Conservation Service and the Method of Ven Te Chow to determine the variations of the superficial flow in which the suitable one for the conditions of the river basins was selected but.

With the volume selected in each river basin be made a hydraulic analysis of five existing culverts. First be settled down areas of contributions in each drainage, soon distributed volumes in each one of them. Second be calculating the height of water in the entrance using a test of test and error.

1. Introducción

En esta presente tesis, se realiza un estudio hidrológico al área contigua de la autopista Terminal-Pascuales, donde se encuentra el Cerro Colorado, que por sus delimitaciones forman un sistema de cuencas capas de producir escorrentía que se descargan a través de alcantarillas subsistentes.

El propósito planeado radica en el análisis del comportamiento de las alcantarillas ante la presencia de eventos lluviosos extremos como el suscitado el 13 de diciembre de 1997.

El desarrollo de este trabajo se sustenta en procesos descritos en diversos textos guías donde se resaltan su uso y la eficiencia. Dentro del estudio de las cuencas se realizara el reconocimiento de la topografía, el procesamiento de la información cartográfica y la definición de parámetros que permitan describir las características fisiográficas del terreno. Luego se seleccionara de forma discreta la precipitación de diseño de una serie de datos meteorológicos registrados en fajas y anuarios. Este proceso de elección contemplara el ajuste de los datos a una función de probabilidad más eficiente. Así también se presentara un estudio de intensidades del registro pluviográfico de los meses mas lluviosos del año mil novecientos noventa y siete con el propósito de discernir entre un evento mas intenso y uno de mayor precipitación, además se mostrara un compendio acerca de la relación intensidad-duración-frecuencia enfocado a sus formas de expresión y a las experiencias suscitadas en el medio.

Consecutivamente se estimara el escurrimiento de la cuenca a través de metodologías cuyo uso es ocasional y que no necesiten el aforo de los cauces, con la intención de comparar sus resultados y seleccionar el caudal de diseño.

Por ultimo se determinara la capacidad hidráulica de las alcantarillas realizando un estudio de las condiciones de entrada a la estructura y la definición del tipo de flujo.

2. Descripción de la cuencas

En este capitulo se enunciara algunos parámetros o constantes que se obtiene en el procesamiento de la antigua información cartográfica del Cerro Colorado para conocer las características fisiográficas de la cuenca antes de la construcción de la Autopista Terminal-Pascuales y los conjuntos habitacionales. Luego se cambiara la topografía del plano de la zona de estudio con las variaciones que se presentan en situ para analizarlas en la última parte de la tesis.

2.1. Ubicación Geográfica y política

La zona de estudio se encuentra localizada al norte de la Ciudad de Guayaquil en un sector llamado Cerro Colorado. La cuenca que se analizara, se encuentra asentada en la falda nor-occidente del cerro a una altitud de 104,56 m.s.n.m hasta la Autopista Terminal Terrestre-Pascuales.

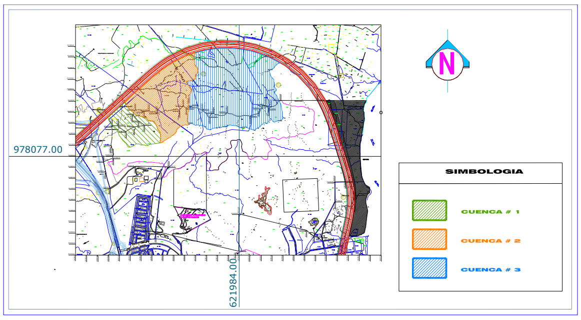

Figura 2.1.- Ubicación Geográfica y política de las cuencas en estudio

2.2. Descripción hidrológica de las cuencas

2.2.1. Delimitación de las cuencas

La delimitación de una cuenca consiste en definir la línea divisoria que separa las precipitaciones que caen en cuencas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial. De acuerdo a las líneas divisorias y a la antigua fisiografía del cerro se dividió la zona de estudio en tres sub-cuencas, denominadas cuenca 1 al área de drenaje occidental, cuenca 2 al área medianera y 3 a la cuenca oriental.

2.2.2. Caracterización de las cuencas a través de sus parámetros geomorfológicos

a. Área y perímetro

El área generalmente se expresa en kilómetros cuadrados, en caso de dimensiones muy pequeñas, se las expresan en hectáreas. La longitud de la línea divisoria da como resultado el perímetro de la cuenca y se la expresa en metros. En la tabla 2.1 se muestra el área y el perímetro de cada cuenca que será considerada.

b. Forma de la cuenca

Es muy difícil expresar satisfactoriamente por medio de índice numérico el efecto de la forma de la cuenca sobre las características hidrológicas de la corriente. Varios índices han sido sugeridos para expresar la forma de la cuenca.

Factor de Forma(KS).- Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca y esta definida como la relación entre el área A de la cuenca y el cuadrado del máximo recorrido (L).

El factor de forma da una indicación de la tendencia hacia las crecidas, cuanto mayor sea este valor tenemos crecidas rápidas y muy intensas mientras que si este valor es pequeño las crecidas son muy lentas y sostenida.

Índice de Gravelius (Kc).- Igual que el parámetro anterior, el índice de Gravelius describe la geometría de la cuenca y es un parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Su importancia radica en su relación estrecha con el tiempo de concentración del sistema hidrológico.

Tabla 2.1.- Características fisiográficas

Parámetros Geomorfológicos					
Cuenca	Área y Perímetro		Forma de la cuenca		
	Área (Has)	P (m)	Factor forma (Ks)	Índice (Kc)	Clasificación
1	11,16	1418,2	0.66	1.19	Casi redonda (1,00-1,25)
2	27,49	2470,5	0.27	1.32	Oval redonda (1,26-1,50)
3	53,56	3202,9	0.51	1.23	Oval redonda (1,26-1,50)

c. Sistema de drenaje

Los sistemas de drenajes se encuentran íntimamente relacionados con las condiciones superficiales que caracterizan a una cuenca, las mismas que se deben a la redisposición y los procesos erosivos a los que ha sido sometido.

Número de orden de la cuenca(N).- El número de orden de la cuenca esta estrechamente relacionado con el número de ramificaciones del sistema de drenaje. Mientras menor sea el número de tributarios ramificados, mayores son las infiltraciones, debido a la presencia de material permeable en la zona.

Densidad de drenaje.- La densidad de drenaje o densidad de cauces, es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la hoya y su área total.

d. Caracterización del relieve de la cuenca

Pendiente de la cuenca.- Permite conocer el tiempo de concentración o tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los lechos fluviales que constituyen la red de drenaje y su influencia en las máximas crecidas y en el potencial de degradación de la cuenca, sobretodo en terrenos desprotegidos de cobertura vegetal.

Pendiente del cauce principal.- Permite conocer la velocidad de escurrimiento de las corrientes de agua. Para su obtención existen diversas formas, entre ellas las siguientes: La pendiente media (S1) y la Pendiente media ponderada (S2) este es un valor más real, su metodología se basa en el trazado de una línea, de tal manera que el área comprendida entre esa línea y los ejes coordenados sea igual a la comprendida entre la curva del perfil del cauce y dichos ejes.

Longitud de máximo recorrido.- La longitud de máximo recorrido es la medida de mayor trayectoria de las partículas del flujo comprendida entre el punto más bajo del colector común y el punto más alto del recorrido sobre la línea divisoria.

Longitud al centróide.- La longitud al centróide es una característica que se encuentra íntimamente relacionada con la longitud de máximo recorrido, y es la longitud medida sobre el cauce principal entre el punto emisor hasta el pie de la perpendicular trazada sobre el cauce y que pasa por el centróide del área de la cuenca.

Tiempo de concentración (Tc).- El tiempo de concentración o también conocido como tiempo de equilibrio, es el tiempo que toma una partícula de agua en recorrer desde el punto más lejano hasta el punto emisor. Para ello se supone que el tiempo de duración de la lluvia es de por lo menos igual al tiempo de concentración y que se distribuye uniformemente en toda la cuenca.

Tabla 2.2.- Características fisiográficas

Parámetros Geomorfológicos				
Cuenca	Sistema de drenaje		Tipo de relieve Accidentado (P4)	Tiempo concentración (min.)
	Orden (N)	Densidad (Dd)	Pendiente	
1	2	2.78	0.246	4.74
2	2	3.65	0.217	13.37
3	3	1.91	0.224	16.21

2.2.3. Tipo de flujo que se presentan en los cauces

El tipo de flujo de un cauce se basa en la constancia de la escorrentía, según esta los cursos de agua se pueden dividir en: Perennes, Intermitentes y Efímeros que es tipo de flujo que presenta la cuenca en estudios

2.2.4. Material del Lecho

Litología y suelo.- Esta conformado por la formación piñón, su paisaje es colineado y esta fuertemente meteorizado, sus cimas son redondeadas y alargadas compuestas de Arenisca Silíceas. Los suelos se caracterizan por presentar una textura limo arcilloso la cual pasa gradualmente al limo arenoso con granos que varían de sub-redondeados ha redondeados.

3. Análisis estadístico de datos hidrológicos

El análisis estadístico consiste en parametrizar un conjunto de datos (precipitaciones o caudales) con el fin de extrapolar y conocer eventos venideros.

Actualmente Guayaquil cuenta con tres estaciones pluviográfica, la primera localizada en el aeropuerto “Simón Bolívar” a cargo de la Dirección de Aviación Civil-DAC; la segunda inicialmente localizada en la cdla. La FAE y luego reubicada en la Universidad Estatal de Guayaquil, a cargo del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología-INAMHI; y la tercera ubicada dentro de la Base Naval Sur a cargo del Instituto Oceanográfico de la Armada-INOCAR.

Este capitulo se ha dividido en tres partes; la primera contiene el ajuste de los datos de precipitación a una distribución de probabilidades y el calculo del periodo de retorno de la precipitación registrada el 13 de diciembre de 1997; la segunda muestra las mayores intensidades obtenidas del levantamiento de las fajas correspondiente a los meses de marzo, abril, noviembre y diciembre del año 97; y la tercera menciona dos formas para expresar la relación de intensidad-duración-frecuencia.

3.1. Periodo de retorno

Es el tiempo promedio en que se vuelve a presentar un evento hidrológico. El conocimiento inicial de este evento, el cual permite el diseño y la planificación optima de la obra, depende de la extrapolación a una secuencia de observaciones máximas, por ejemplo las series anuales de máximas precipitaciones diarias en Guayaquil, obtenidas del Anuario emitido por el INOCAR, cuyos valores se citan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1.- Serie de máximas precipitaciones diarias tomadas de la Estación Radio Sonda

Precipitación Máxima Diaria-Estación Radio Sonda		
Año	Precipitación (mm.)	Fecha
1992	113,60	19 de Marzo
1993	75,70	10 de Febrero
1994	130,60	19 de Diciembre
1995	79,00	17 de Febrero
1996	104,30	1 de Febrero
1997	185,50	13 de Diciembre
1998	221,80	18 de Abril
1999	60,40	26 de Abril

3.1.1. Ajuste de datos a una distribución de probabilidades

Una distribución de probabilidades es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una serie pluviográfica cuya aplicación se rige al tipo de variable que considera el análisis. Este estudio considero a cuatro distribuciones para el ajuste de las máximas precipitaciones diarias registradas por la estación Radio Sonda cuando se encontraba ubicada en la ciudadela la FAE. A continuación las nombramos

a. Distribución Gumbel tipo I

Esta función se caracteriza por ser aplicable al modelaje de tormentas lluviosas, tal es el caso que son el sustento del método estándar de análisis de frecuencia de crecientes en Gran Bretaña. Sus parámetros se asocian a la media y a la desviación estándar de una muestra a través de ciertos coeficientes

b. Distribución Normal y Log-normal

Funcion menos usadas entre toda la familia de distribuciones, se aplica a una muestra compuesta por eventos acumulados tales como las precipitaciones anuales. Su uso es más sencillo ya que sus parámetros toman el valor de x y s de la muestra. La distribución Log-normal difiere de la otra en el procesamiento de la muestra, en el primero de los casos es necesario determinar el logaritmo de cada dato mientras que el otro no.

c. Distribución Pearson tipo III

También llamada la distribución gamma de tres parámetros por relacionar x, s y el coeficiente de asimetría de la muestra por medio de coeficientes, permite obtener la probabilidad pico de máximos eventos anuales.

Tabla 3.2.- Parámetros de las distribuciones de probabilidades

Distribución de Probabilidad			
Datos		Parámetros	
XT	185,50 Mm.	Gumbel Tipo I	
		α	43,94
		μ	96
		Normal	
		μ	121,36
		σ	56,36
		Pearson Tipo III	
		β	1.25
		λ	50.4
		ξ	58.35
Log (XT)	2.27 Mm.	Log-normal	
		μ_y	2.05
		σ_y	0.19

3.1.2. Prueba de bondad de ajuste

La selección de la distribución de probabilidad obedecerá a un análisis realizado a estos resultados, donde se califica cada una de ella a través de la prueba de bondad de ajuste.

a. Prueba X^2

Esta prueba consiste en el calculo del parámetro D y posteriormente compáralo con el valor de una variable aleatoria con distribución X^2 para $\nu = k - 1 - m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimado a partir de los datos (m = 2; Normal, Log-normal, Gumbel; m = 3; Pearson III)

$$D \leq X^2{}_{1-\alpha,k-1-m}$$

Tabla 3.3.- Aprobación de hipótesis

Aprobación de Hipótesis				
Función Distribución	D	ν	$\chi^2{}_{0,95,\nu}$	Ho
Normal	4.04	3	7.81	se acepta
Log-normal	2.47		7.81	se acepta
Gumbel	9.34		7.81	se rechaza
Pearson	1.98	2	5.99	se acepta

b. Prueba Kolmogorov – Smirnov

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$ con un valor crítico d que depende del número de datos y del nivel de significancia seleccionado

$$D < d(n,\alpha)$$

Tabla 3.4.- Calificación de las distribuciones usadas

Aprobación de Hipótesis			
Función Distribución	D	d	Ho
Normal	0.1871	0.43	Se acepta
Log-normal	0.1214	0.43	Se acepta
Pearson	0.1103	0.43	Se acepta
Gumbel	0.1040	0.43	Se acepta

3.1.3. Calculo del periodo de retorno

Una vez seleccionada la función de distribución que mejor se aplica a la muestra, la Pearson tipo III, procedemos a calcular el periodo de retorno.

Este calculo consiste en aproximar el factor de frecuencia obtenido a través de las medidas muéstrales, ecuación 3.1 con el valor obtenido a través las expresiones matemáticas desarrollada por Kite ante una distribución pearson tipo III.

$$K_T = \frac{X_T - \bar{x}}{s} \qquad \text{EC. 3.1}$$

Siendo

X_T: Evento extremo seleccionado

X: media muestral

S: desviación estándar

Las ecuaciones desarrolladas por Kite que permiten determinar el factor de frecuencia de una muestra cuya probabilidad de recurrencia se asemeja a una función de Pearson tipo III son:

$$k = C_S/6$$

$$z = w - \frac{2.51557 + 0.802853\,w + 0.010328\,w^2}{1 + 1.432788\,w + 0.189269\,w^2 + 0.001308\,w^3}$$

$$w = \left[\ln\left(\frac{1}{p^2}\right)\right]^{1/2};\ p = 1/T$$

Siendo

T: Periodo de retorno

P: probabilidad de ocurrencia

C_S: Coeficiente de sesgo de la muestra

El calculo del periodo de retorno de la lluvia presentada el 13 de Diciembre de 1997 fue de 8.59 años, un estudio posterior considerando precipitaciones de una estación cercana a la de Radio Sonda permitió revalidar este periodo de retorno reajustando una muestra acrecentada a una distribución Gumbel tipo I.

3.2. Análisis de intensidades máximas

Las metodologías para el cálculo de la escorrentía en cuenca de estudios utilizan las intensidades con que se precipitan las lluvias en cierto sector. Como ya se conoce, la selección de una intensidad de diseño no corresponde al criterio de una sola persona, por tanto es necesario realizar un análisis a las máximas intensidades registradas para posteriormente extrapolarlas utilizando métodos estadísticos.

El primer paso para diseñar gráfica y analíticamente las curvas IDT, es identificar la serie de datos con la que se pretende trabajar.

Si se busca eventos con probabilidades mayores de 0.2 (T ≥ 5 años), se recomienda utilizar un serie de datos compuestas de valores máximos anuales o sea tomando el mayor evento de cada año, si se desea conocer eventos que ocurren con mayor frecuencia, es mejor analizar una serie compuesta por valores que se encuentren por encima de algún valor base pre-seleccionado, de tal manera que no se escojan mas de dos o tres eventos cada año.

La estación “Radio Sonda” consta de un pluviografo que registra continuamente la variación de la lluvia con el tiempo. Esta información es captada en fajas pluviográficas que permiten al observador procesar el evento lluvioso en periodos mínimos de 10 minutos y máximos de 24 horas, como se muestra en la figura 2.1 del apéndice B.

Las intensidades de las precipitaciones provienen de pluviogramas que registra la precipitación acumulada a lo largo del tiempo.

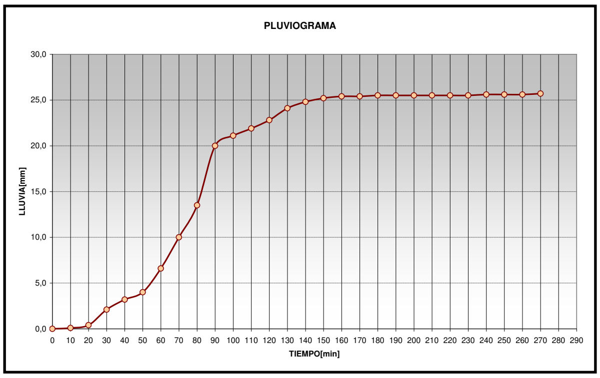

Figura 3.1.- Pluviograma de precipitación del 17 de noviembre de 1997

De esas gráficas se puede obtener para diversas duraciones, las máximas intensidades ocurridas en una lluvia. Durante los meses de marzo, abril, noviembre y diciembre de 1997, se presentaron los mejores eventos hidrológicos, por lo cual se hizo el análisis de intensidades de estas fajas para 10, 20, 30 minutos, y de 1 y 2 horas de duración, el estudio determino que el evento mas intenso presentado en el fenómeno El Niño del año 97, se suscito el 14 de diciembre y registro 117 milímetros de agua por hora durante los 10 primeros minutos del evento.

3.3. Curvas intensidad – duración – frecuencia

Estas curvas son herramientas ampliamente utilizadas en ingeniería para fines de plantación, diseños y operación de los proyectos hidráulicos, así como la protección de obras de ingeniería contra avenidas máximas.

Existen básicamente dos formas de expresar la relación IDT para un sitio dado, la primera a través de curvas y la segunda a través de modelos matemáticos. Dentro del método donde se construye las curvas se utiliza una ecuación que relaciona los tres parámetros duración, intensidad y periodo de recurrencia para definir las curvas

$$i = \frac{k \times T^m}{(d + c)^n}$$

Estos parámetros se obtienen a través de un análisis de correlación múltiple

$$\log i = \log k + m \log T - n \log(d + C)$$

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2$$

Como se había descrito las curvas IDF también pueden ser expresadas en forma de ecuaciones utilizando funciones de probabilidad para el ajuste de datos hidrológicos y posteriormente aplicar uno de los modelos matemático conocido en el medio. Hoy en día se tiene referencia de tres ecuaciones de lluvia usadas en Guayaquil, las dos primeras desarrolladas por la Empresa Municipal de Alcantarillado de la ciudad quienes consideraron el modelo desarrollado por Sherman y la tercera por el Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica cuyo ajuste considero la distribución Gumbel tipo I y las ecuaciones de cada curva extrapolada fue obtenida a través de una herramienta computacional.

Tabla 3.5.- Ecuaciones obtenidas por el EMAG Y IIFIUC

Ecuaciones Pluviométricas		
Entidad Proponente	Ecuación	Datos
EMAG 1	$i = \frac{771.56}{(t+16)^{0.56}}$	1951-1981
EMAG 2	$i = \frac{853.5}{(t+15)^{0.6}}$	1951-1987
IIFIUC	$i = -37.509 \ln(T_C) + 237.62$	1951-1998

4. Estimación de escorrentía superficial a través de los datos de lluvia

En este capitulo se analiza tres métodos para cuantificar el flujo producido por el escurrimiento de una tormenta de diseño. En primer lugar se obtienen graficas con las variaciones de Caudal vs. Tiempo aplicando el método hidrograma unitario sintético desarrollado por la Soil Conservation Service de los Estados Unidos pero antes se calcula el volumen de agua por medio del método de abstracciones. En segundo lugar se estima el caudal de escorrentía directa por el método racional utilizando los valores típicos de coeficiente de escorrentía y por ultimo con el método de Ven Te Chow se calcula el caudal que produce una precipitación de diseño de 185,50 mm con un periodo de retorno de 9 años.

4.1. El escurrimiento por el método de las abstracciones de la Soil Conservation Service SCS

El método de abstracciones de la Soil Conservation Service (SCS), también conocido como número de curva de escorrentía CN, fue desarrollado para el cálculo de las abstracciones de una tormenta. En este método, la profundidad de escorrentía o precipitación efectiva Pe está en función de la precipitación total P y de un parámetro de abstracción referido al número de curva o CN, cuyos valores fluctúan entre 1 y 100.

El método del número de curva [CN] se desarrolla en base a datos de precipitación y escorrentía de 24 horas. Esto mismo limita él cálculo de la precipitación efectiva [Pe], y no toma explícitamente en consideración las variaciones temporales de intensidad de lluvia. A continuación se muestra la ecuación expresada en términos del número de curva y de la precipitación total.

$$P_e = \frac{(CN(P+2)+200)^2}{CN[CN(P-8)+800]} \qquad \text{ec. 4.1}$$

Siendo:

$$P \geq \frac{200}{CN} - 2$$

P: Precipitación [pulg.]
Pe: Precipitación efectiva [pulg.]

La ecuación 4.1 cuando sus parámetros están en unidades del sistema métrico utiliza un coeficiente R adimensional que cambia su expresión original.

$$P_e = \frac{R[(CN\left(P/R\right)+2)-200]^2}{CN[CN((P/R)-8)+800]} \qquad \text{ec. 4.2}$$

Siendo:

$$P \geq R \times \left(\frac{200}{CN} - 2\right)$$

P: Precipitación [cm.]
Pe: Precipitación efectiva [cm.]
R: 2.54

De esta manera, las abstracciones totales A (incluyendo intercepción, detención superficial e infiltración propiamente dicha) son iguales a la diferencia entre la precipitación total y la efectiva:

$$A = P - P_e$$

4.1.1. Estimación del número de curva de escorrentía, CN

La cantidad de agua que produce la cuenca en estudio puede ser determinada a través del producto del área de la cuenca por la escorrentía Pe (ecuación 3.1 o 3.2) que relaciona la precipitación y el número de curva de escorrentía. El número de curva CN puede ser establecido a través de la valoración del tipo y uso del suelo que predomina en la cuenca. Para caracterizar el recubrimiento de la cuenca, el método de las abstracciones lo describe a través de alguna combinación específica que se dará continuación.

Clasificación hidrológica de los suelos.- El método desarrollado por la Soil Conservation Service, clasifica a los suelos en cuatro grupos, considerando tres propiedades fundamentales que son:

- ✓ Profundidad del nivel freático en época de invierno,
- ✓ Infiltración y permeabilidad del suelo luego de un humedecimiento prolongado, y
- ✓ La profundidad hasta el estrato de permeabilidad muy lenta

Sin la influencia de la cobertura vegetal del suelo y basándose en los resultados obtenidos en los ensayos realizados en laboratorio se clasifico a los suelos como tipo C, con un potencial moderadamente alto de escorrentía.

Uso y tratamiento del suelo.- La mayor parte de la topografía de la cuenca ha sufrido cambio fisiográficos debido al desarrollo de proyectos habitacionales (Urbanización Metrópolis, Ciudadela del Magisterio) y a la extracción de material pétreo para conformar la estructura del pavimento de la autopista, no obstante la zona alta de la cuenca conserva una pequeña variedad de árboles característicos de la región complementada con matorrales pequeños y esparcidos.

Condición hidrológica.- El prado que se encuentra en la cuenca del cerro colorado es evaluado con una condición hidrológica de pasto natural. El porcentaje del área cubierta con pasto natural y la intensidad de pastoreo son estimados visualmente. La cuenca del cerro colorado se caracteriza por poseer ligera vegetación en su explanada y una pequeña población de árboles en su parte superior, por lo tanto la condición hidrológica es compuesta.

Tabla 4.1.- Condición hidrológica del suelo

Condición Hidrológica			
Tipo de condición	CUENCA		
	#1	#2	#3
< 50 % del área Cubierta		✓	✓
Alta intensidad de pastoreo – Mala			
50-75% del área Cubierta	✓		
Media intensidad de pastoreo-Regular			
> 75% del área Cubierta			
Ligera intensidad de pastoreo-Buena			

Condición de humedad antecedente.- El método del número de curva de escorrentía tiene tres niveles de humedad antecedente, dependiendo de la precipitación total en los cinco días previos a la tormenta. Si se considera al evento lluvioso registrado el 13 de diciembre de 1997 como la precipitación de diseño entonces se designaría al suelo una condición de humedad antecedente saturada o AMCIII ya que la precipitación acumulada de los cinco días anteriores al evento es de 229 mm.

4.1.2. Determinación del número de curva de escorrentía para la cuenca del Cerro Colorado

En base a los valores de número de curva de escorrentía publicados en los nomogramas realizados por la Soil Conservation Service se obtuvieron los siguientes resultados.

Con la determinación del número de curva de escorrentía para el área urbana recientemente conformada y el bosque protector bajo una condición de humedad promedio AMCII, se procedió al cálculo del CN promedio que caracterice a toda la cuenca bajo la condición de humedad AMCIII establecida para suelos completamente saturados. Los valores de CN promedio correspondiente a cada cuenca se presentan en la tabla 4.2.

Tabla 4.2.- CN Promedio

Número de curva de escorrentía			
Condición de humedad antecedente	**CUENCA**		
	#1	#2	#3
AMC III	90	94	95

4.1.3. Determinación de la precipitación efectiva

Una vez que se determino el número de curva CN y se estableció la precipitación de diseño (P = 185.50 mm), es posible estimar el escurrimiento que genero esa lluvia a través de la siguiente ecuación.

$$A = P - P_e$$

Luego restando la precipitación efectiva [Pe] de la diseño, se establece que la cantidad de agua infiltrada en el suelo o también conocida como abstracciones totales es aproximadamente el 12% de la cantidad de agua precipitada en el sector. En la tabla 3.8 se muestra el escurrimiento y las abstracciones totales expresadas en milímetros para cada cuenca después del evento lluvioso.

Tabla 4.2.- Escurrimiento Total

Escurrimiento y Abstracciones totales [mm.]			
Cuenca	1	2	3
Escurrimiento	155,46	167,37	170,37
Abstracciones totales	30,04	18,13	15,13
Precipitación de diseño	185,5		

4.2. Hidrograma unitario sintético del Soil Conservation Service, SCS

El hidrograma unitario sintético del Soil Conservation Service desarrollado por Victor Mockus (1950) permite obtener hidrógrafas o hidrogramas de caudal sin necesidad de tener un registro de precipitación y escorrentía.

Aunque este tipo de hidrograma se usa en cuencas de mediano tamaño (2.5-25 km2) y se basa en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales de varias cuencas hidrográficas, se aplicara en el análisis de la cuenca del cerro colorado a manera de ejemplo para efecto de investigación.

El Hidrograma Unitario se obtiene a través de la multiplicación de las ordenadas del hidrograma adimensional por el caudal pico [qp] y las abscisas del hidrograma adimensional por el tiempo pico [tp], se obtiene el hidrograma unitario de cada cuenca como se muestra en el esquema para el calculo del hidrograma unitario.

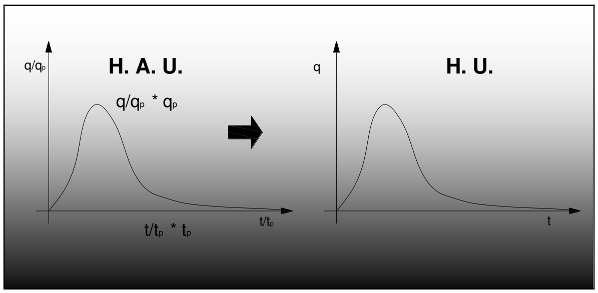

Figura4.1.- Diagrama del cálculo del hidrograma unitario

El caudal pico Qp de un hidrograma de escorrentía puede ser calculado a través del producto del caudal pico del hidrograma unitario qp por la precipitación efectiva Pe. Así también es posible generar el hidrograma de escorrentía directa multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la precipitación efectiva tal como se muestra en la figura 4.2, donde se esquematiza el cálculo del hidrograma de escorrentía directo.

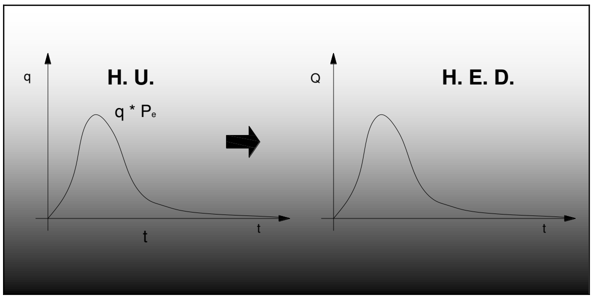

Figura 4.2.- Diagrama del cálculo del hidrograma de escorrentía directa

4.3. Método racional

Es el más común para determinar el escurrimiento en un área dada. Su aplicación se fundamenta en la suposición de ciertas premisas que mejor se ajustan a terrenos urbanizados sin embargo su sencillez y facilidad motivan su uso para zonas rurales.

Su ecuación se deduce de la definición de coeficiente de escorrentía y se expresa de la siguiente manera:

$$Q_E = Q_P = C \cdot I \cdot A \qquad \text{ec. 4.3}$$

Donde

QE: caudal de escorrentía directa, en m3/seg.
I: intensidad de la lluvia, en Mm./hora
A: área de drenaje, en m^2

APLICACION DE LA FORMULA BASICA

El uso de la fórmula básica supone que es igual al caudal pico cuando sobre un área A se presenta un evento lluvioso con una intensidad I durante un tiempo igual al de concentración. Entonces es necesario el calculo de este tiempo a través de formula empírica como las de Kirpich que me permita estimar la intensidad de lluvia para cada Cuenca de estudios. Una vez conocido cada uno de los parámetros de la formula racional el proceso se finiquita evaluando su ecuación. En la tabla 3.20 se muestra el caudal pico de cada cuenca expresado en litros por segundo. Este caudal fue calculado con un periodo de retorno de 10 años por ser el tiempo aproximado en que la lluvia registrada el 13 de diciembre se vuelve a presentar.

Tabla 4.3.- Caudal de aportaciones en las cuencas

Caudal de aportaciones					
Ecuación	Cuenca	Área	c	i	Q[lps] Pend. Media
2,78.C .I.A	#1	11,16	0,61	150,06	2091,22
	#2	27,49	0,61	117,2	4337,54
	#3	53,56	0,62	111,08	8259,15

4.4. Método de Chow

Este método se aplica a cuencas no urbanas con un área menor de 25 km2 y ayuda a obtener el caudal pico de hidrogramas de diseños de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. El calculo del gasto pico es sencillo y su ecuación relaciona la precipitación efectiva obtenida a través del numero de curve de escorrentía, el área de drenaje, la duración efectiva del evento extremo seleccionado previamente y un factor reductor de picos, Z.

$$Q_P = \frac{0.278 PeAc}{de} Z$$

Siendo;

Q_p: Caudal o gasto pico, en m3/seg.
P_e: Precipitación efectiva, en mm.
d_e: Duración en exceso, en minutos.
A_c: Área de la cuenca, en km2.
Z: Factor de reducción pico, adimensional.

Tabla 4.4.- Caudal pico – Ven Te Chow

Caudal Pico				
Cuenca	T_r min.	d_e min.	P_e Mm.	$Q_{p.}$ [m^3/seg.]
1	6.61	74.19	155.51	3.90
2	15.64	95.00	167.43	8.08
3	18.36	100.00	170.01	15.19

4.5. Caudales de aguas residuales

El área de estudio tiene un gran potencial de crecimiento urbanístico y actualmente se están desarrollando dos conjuntos habitacionales, la Ciudadela del Magisterio y Urbanización Metrópolis, cuya descarga de aguas residuales previamente tratadas es de 12,21 litros/seg. que corresponde a 0.01 m^3/seg.

Estimación de caudal en áreas de proyección urbanística

En la cuenca #1 y #3 donde se ubica el campamento de la compañía constructora de la autopista y la cantera de materiales respectivamente, se ha reconformado el suelo con el propósito de crear proyectos habitacionales. Considerando esta área y el caudal que aporta las ciudadelas se tiene la cantidad de aguas residuales que se necesita evacuar.

Tabla 4.5.- Caudal de aguas residuales

Caudal de Aguas Residuales			
Descripción	Área	Den. Pobl.	Caudal
	Has	hab./has	m^3/seg.
Ciudadela del Magisterio	12,91	170	0,01
Urbanización Metrópolis	7,35	150	0
Zona baja-Cuenca #1	4,49	160	0
Zona baja-Cuenca #3	42,73	160	0,03
Total			0,04

4.6. Selección del caudal de diseño

Después de haber efectuado las metodologías para cuantificar el escurrimiento de una tormenta de diseño se procede a la selección de los caudales haciendo uso de criterios ingeneriles en la comparación de los resultados.

La selección depende de la semejanza de los valores, su realidad, y del proceso usado para obtenerlos, dichos procesos deben contemplar la mayor parte de información obtenida en campo.

En la tabla 3.27 resumimos los caudales obtenidos con las metodologías antes expuestas, además se muestra el área y el caudal unitario de cada cuenca.

Tabla 4.6.- Resumen de caudales

Resumen de Caudales [m^3/seg.]			
Métodos	Cuenca		
	#1	#2	#3
Hidrograma Sintético SCS	10,64	16,57	30,59
Racional	2,84	5,47	10,25
Ven Te Chow	3,9	8,08	15,19
Área de la cuenca [km^2]	0,11	0,27	0,54
Caudal seleccionado	3,9	8,08	15,19

Caudal unitario	m^3/seg./km^2	34,96	29,4	28,36
	lt/seg./m^2	349,62	293,97	283,57

5. Estudio de las alcantarillas existente en la autopista

Las alcantarillas de drenaje son estructuras hidráulicas que sirven para desalojar el agua producto del escurrimiento de la lluvia en una planicie cuando su flujo es interrumpido por algún terraplén como es el caso de la autopista en el análisis. Su capacidad depende de la altura de agua a la entrada y a la salida, del caudal que aporta cada área y de las condiciones de entrada.

El propósito de este capitulo, es determinar la capacidad de descarga y el tipo de flujo que se presenta en cada alcantarilla. Para su efecto se utiliza ábacos y tablas que simplifican el proceso de cálculo, además se aplican ciertas metodologías para conocer el perfil del flujo dentro del barril.

5.1. Determinación del caudal para cada alcantarilla

El caudal de diseño se obtuvo multiplicando el área de influencia (en porcentaje) y el caudal de la cuenca a la que corresponde la alcantarilla. En la tabla 5.1 se presenta caudal de descarga parcial que escurre de cada cuenca y el total que cada alcantarilla debe desalojar.

Tabla 5.1.- Consta el caudal pico y la alcantarilla de las cuencas

Distribución del Caudal en la Cuenca			
Cuenca	Ubicación alcantarilla	Caudal Portante	Caudal
#1	00+820	3,90 m^3/seg.	7,24 m^3/seg.
#2		3,34 m^3/seg.	
#2	01+420	4,74 m^3/seg.	8,46 m^3/seg.
#3		3,73 m^3/seg.	
#3	01+700	3,09 m^3/seg.	3,09 m^3/seg.
#3	01+960	2,66 m^3/seg.	2,66 m^3/seg.
#3	02+150	5,72 m^3/seg.	5,72 m^3/seg.

5.2. Altura de agua a la entrada (Hw)

Dentro del diseño de alcantarillas existen ciertas condiciones preponderantes. Las características básicas del flujo y la geometría de los canales tanto aguas arriba como aguas abajo, da un mejor discernimiento para la selección y el dimensionamiento de la alcantarilla, mientras que la altura del agua a la entrada limita la capacidad del ducto.

En este análisis se han definido dos valores de cabeza de agua a la entrada con el fin de conocer la descarga inicial y máxima de cada alcantarilla cuando se presente la precipitación de diseño. El primer valor es la altura de la creciente aguas arriba y el segundo es la altura del muro que protege el terraplén.

La altura de la creciente aguas arriba será determinada mediante una prueba de ensayo y error, la cual consiste en calcular el factor derecho de la ecuación 5.1 a partir de los datos mencionados en la tabla 4.2.

$$ARh^{2/3} = \frac{nQ}{\phi\sqrt{S}} \qquad \text{EC. (5.1)}$$

Luego se asume un valor [y] y se calcula el factor de sección, se realiza varios tanteos hasta que el valor calculado de $ARh^{2/3}$ sea similar a $nQ/\phi\sqrt{S}$, este valor [y] que satisface la igualdad (4.1) se lo conocerá como tirante normal.

Evaluando las ecuaciones descritas en el proceso para el cálculo aproximado del tirante normal del canal natural, y haciendo uso de los datos obtenidos de la inspección realiza a las alcantarillas instaladas, se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 5.2.- Altura del cauce aguas arriba de la alcantarilla

Altura de agua a la entrada (H_w)		
Alcantarilla	T_N Canal Natural (m)	Altura-H Muro Protector (m)
00+820	1,16	2,34
01+420	1,73	1,85
01+700	1,11	1,85
01+960	1,15	1,85
02+150	1,69	1,85

5.3. Flujo en alcantarilla

El flujo de las alcantarillas que permiten que el caudal escurrido de la cuenca del cerro colorado a traviese la Autopista Terminal-Pascuales fue definido a través de ciertos parámetros desarrollados por Hee para alcantarillas estándar.

$$H_1 - z_{ent} \leq 1.2D$$

Siendo,

H_1: Energía total a la entrada
z: Nivel del lecho a la entrada
D: Altura del barril

La capacidad del sistema de drenaje transversal de una vía se restringe cuando existe una carga hidráulica deficiente en la entrada. Mientras que la altura del agua dentro del barril afecta el funcionamiento de ella. Apoyado en estos puntos se determino el régimen que cada alcantarilla presentaba cuando se sometía carga hidráulica iguales a las del tirante normal del canal natural que conducía el agua hasta ellas y a la altura del muro protector mediante la comparación de su pendiente crítica y de batea tratando de obtener una descarga similar al caudal de diseño de la tabla 5.1

Tabla 5.2.- Pendiente normal-crítica y tipo de flujo

Pendiente de Batea y Critica del Barril			
Alcantarilla	S_c	S_o	Tipo de flujo
0+820	0,009	0,02	Flujo supercrítico
1+420	-	0,006	Flujo a presión
1+700	0,009	0,009	Flujo supercrítico
1+960	0,025	0,001	Flujo Subcrítico
2+150	-	0,009	Flujo a presión

5.4. Determinación de la capacidad de la alcantarilla

La capacidad de la alcantarilla se determino a través de nomogramas publicados por la US. Bureau of Public Road cuya selección depende tanto de la sección de control a la entrada o a la salida del barril como del material y geometría de la alcantarilla.

El uso de los nomogramas consiste en seleccionar la mayor altura de agua a la entrada (H_w) cuando el control es a la entrada o cuando es el control a la salida. Esta altura de agua es la energía total aguas arriba necesaria para que la alcantarilla desaloje cierto caudal Q bajo ciertas condiciones preestablecidas. Si en el medio físico no es posible esta carga de agua (Hw), entonces la capacidad de la alcantarilla será limitada.

Tabla 5.3.- Carga Hidráulica a la entrada y el Caudal de descarga bajo un coeficiente de entrada K_e = 0.5

Caudal de descarga				
Abscisa	Energía Total Aguas Arriba - H_W		Caudal [Q] (m3/seg.)	Descripción
	Control Entrada (m)	Control Salida (m)		
0+820	1,16		1,82	
	1,65 *		3,82	Control Entrada
1+420	1,73		2,02	
	1,85 *	1,76–1,85 *	3,08	Control Salida
1+700	1,1		1,82	
	1,80 *	1,64	3,09	Control Entrada
1+960	1,15		1,82	
	1,56	1,85 *	2,66	Control Salida
2+150	1,69		2,94	
	1,85	1,76–1,85 *	3,24	Control Salida

De acuerdo a los valores resumidos en la tabla anterior se tiene que la capacidad de las alcantarillas ubicadas en la abscisa 1+420 y 2+150 es deficiente en relación al caudal de diseño previamente calculado.

5.5. Muros de ala

Estas estructuras construidas a la entrada y a la salida de cada alcantarilla permiten mejorar las condiciones hidráulicas y proteger el terraplén de la erosión.

La selección del tipo de muro depende del uso y de las condiciones que presenta el sitio, los muros con alas son muy comunes cuando se tienen grandes descargas de agua escurrida, de tal manera que el ángulo de alabeo de los aleros permita reducir las pérdidas de energía a la entrada y disiparlas a la salida.

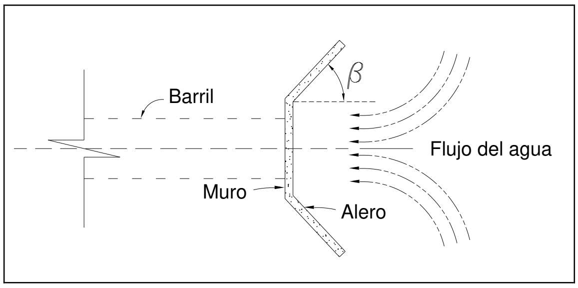

Figura 4.4.- Angulo de alabeo [β]

La determinación del ángulo de alabeo β esta dada por la expresión matemática desarrollada por Izzard, donde se relaciona la velocidad media del flujo y la altura del agua en el barril.

$$\tan\beta = \frac{1}{2N_F} = \frac{2.85\sqrt{d}}{V}$$

Siendo:
NF: Número de Froude.
d: Tirante del escurrimiento.
V: Velocidad media.
β : Ángulo de alabeo

Conociendo el la velocidad de alabeo a través del Método de de paso directo que me permite definir el perfil de flujo de las alcantarillas con régimen critico, fue posible calcular el ángulo de alabeo de los aleros que conforman la estructura de entrada y salida.

Tabla 5.4.- Número de Froude Ángulo de alabeo con respecto al eje del barril

Angulo de alabeo [b]				
Alcantarilla	T_N (m)	V_m (m/seg.)	NF	Angulo de alabeo β
0+820	0.69	4.59	1.77	16 °
1+420	1.20	2.72	-	-
1+700	0.95	3.22	1.06	25 °
1+960	1.20	2.35	0.69	36 °

2+150	1.20	2.86	-	-

6. Análisis y discusión de resultados

El análisis se realiza a 900 metros de vía aproximadamente, va desde la abscisa 0+450 a la 1+350 de la Autopista Terminal Terrestre-Pascuales. La superficie de estudio alcanza el kilómetro cuadrado y esta dividido en tres cuencas. Para una mejor comprensión este capitulo se lo ha desarrollada en tópicos, considerando el orden de los temas tratados anteriormente.

6.1. Variación del tiempo de concentración con respecto a ciertos parámetros fisiográficos

El relieve de la zona en estudio se caracteriza por ser plano ya que las pendientes medias no sobrepasan al 3%. Si se considera este tipo de relieve y que la pendiente es inversamente proporcional al tiempo de concentración, se puede preestablecer que la cuenca #2 por poseer una pendiente (0.217) menor a las otras, tenga un tiempo de concentración (13.37 minutos) grande, sin embargo el desarrollo de expresiones matemáticas para su valoración, no solo relacionan el desnivel en el sitio, sino también la longitud del máximo recorrido que realiza una gota de agua al pasar por la cuenca, lo cual justifica un mayor tiempo de concentración en la cuenca #3 (16.21 minutos) en comparación a las otras. Ver tabla 6.1

Tabla 6.1.- Relación Pendiente – Longitud de recorrido – Tiempo de concentración

Tiempo de Concentración			
Cuenca	Pendiente	Long. Máx. Recorrido (Km.)	Fórmula de Kirpich (min.)
1	0.246	0,411	4.74
2	0.217	1,004	13.37
3	0.224	1,021	16.21

Otro parámetro importante es el factor de forma que permite conocer la rapidez con que el agua llega al cauce principal. Uno de los índices más conocidos que expresa la forma de la cuenca, es el índice de compacidad o coeficiente de Gravelius, el cual esta estrechamente relacionado con el tiempo de concentración, ya que las cuencas redondeadas como el caso de la cuenca #1 tienen un tiempo de concentración menor a las que por su morfología son alargadas. En la tabla 6.1 se puede observar esta variación. El factor de forma también sirve como un indicador de tendencias a las crecidas, ya que las cuencas con factor de forma menor a uno, tienen menor posibilidad de tener una precipitación intensa simultáneamente sobre toda su extensión que en un área de igual tamaño pero con un factor de forma grande. Las cuencas #2 y #3 por tener una forma oval-oblonga son un poco más alargadas que la cuenca #1 y por tanto los gastos pico son más atenuados. Una manera de explicar y observar esta premisa, es considerar a modo de ejemplo una superficie de igual magnitud en todas las cuencas como se aprecia en la figura 6.1. Sin embargo las variaciones de superficie hacen que los gastos picos crezcan proporcionalmente. Figura 6.2.

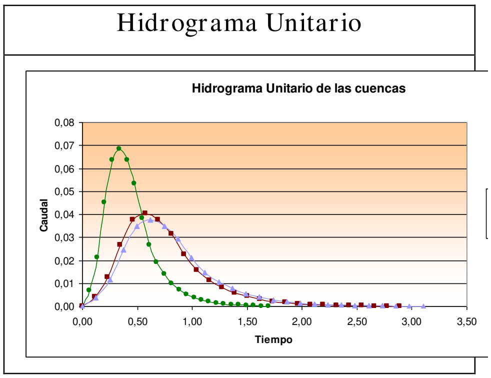

Figura 6.1.- Gastos picos en Cuencas con áreas de igual magnitud

Se ha tomado como referencia el área de la cuenca #1 para mostrar como varían los Gastos picos en las otras cuencas que tienen forma alargada y con tiempo de concentración mas prolongado.

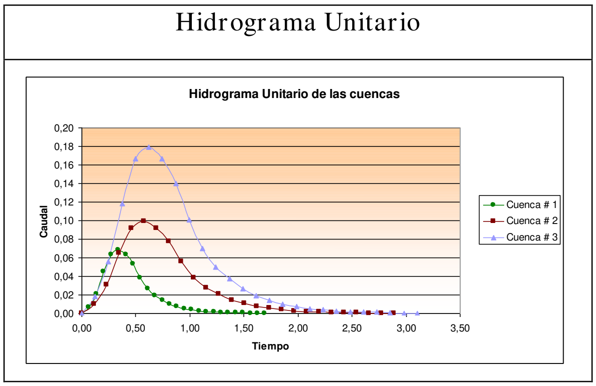

Figura 6.2.- Gastos pico de las cuencas en estudio.

Aunque en el estudio realizado al sistema de drenaje de la antigua y actual disposición del terreno, se especifica que la infiltración en el medio es mayor cuanto menor sea el número de tributarios que posee los cauces, las variaciones de caudal en las cuencas 2 y 3 no son considerables ya que es posible que el suelo presente una menor relación de poros.

6.2. Estadística de datos hidrológicos

En este capitulo se ajustaron las máximas precipitaciones diarias anuales a una distribución de probabilidad, con el propósito de determinar el periodo de retorno del mayor evento registrado el año noventa y siete. Aunque este ajuste considera una prueba de bondad, para establecer la distribución que mejor se aplique a los datos, se decidió evaluar todas las funciones estudiadas para comparar los resultados y cuantificar la variación. El cumplimiento de este propósito permitió dilucidar que la función que mejor se acomoda a los datos y las restantes no varía en más del 10 % en su periodo de retorno, por tanto no es imperioso el uso de ella. En la tabla 6.2 se aprecia el periodo de retorno al evaluar todas las funciones estudiadas y su variación con respecto a la Pearson tipo III.

Tabla 6.2.- Periodo de retorno usando distintas distribuciones

Variación del Periodo de Retorno		
Distribución	Periodo de Retorno	Variación
Gumbel Tipo I	8,18	5%
Normal	7,84	9%
Log-Normal	7,99	7%
Pearson Tipo III	8,59	Base
Log-Pearson Tipo III	8,52	1%

6.3. Estudio de intensidades

El procesamiento de las fajas pluviográficas de los meses marzo, abril, noviembre y diciembre de 1997, permitió aseverar ciertas conjeturas.

La primera es acerca de la coincidencia de un evento intenso y uno lluvioso. Aunque el 13 de diciembre llovió con mayor intensidad (117 mm. /h - 10 min. de duración), este evento no registró la mayor precipitación del año, ya que fue el 23 de noviembre cuando cayó mayor cantidad de agua (237.10 mm – 19.67 horas de duración).

La segunda se enfoca al uso de los modelos matemáticos cuya evaluación bajo las condiciones de diseño permiten la extrapolación eficiente de los eventos hidrológicos, las ecuaciones de lluvia obtenidas por la EMAG y la IIFIUC para un periodo de retorno igual al de la lluvia del 13 de diciembre de 1997 nos dio un valor de intensidad similar al obtenido tras el procesamiento de la faja. En la tabla 6.3 se pueden apreciar estos valores

Tabla 6.3.- Intensidad máximas de lluvias en distintas instituciones.

Intensidad de Lluvia (F = 10 AÑOS)					
Cuenca	T_C Min.	EMAG 1	EMAG 2	IIFIUC	Registro Dic 13 de 1997
#1	4.74	138.79	142.56	150.07	117
#2	13.37	114.22	114.68	117.19	117
#3	16.21	108.47	108.30	111.09	117

6.4. Caudal de diseño

El caudal de diseño se escogió de una lista de valores originados tras la evaluación de métodos semi-empíricos que utilizan la precipitación de diseño y la intensidad de la lluvia para efectuar su cálculo. Estos métodos se basan en el conocimiento de las características físicas del suelo que presenta el área portante y difieren el uno del otro en lo minucioso que se es al momento de escoger el factor de escorrentía.

El método desarrollado por la SCS y el de Ven Te Chow asocian un número adimensional CN (1-100), mientras que el método racional hace uso de un coeficiente (0.05-0.8) que relaciona la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación de una tormenta, estos valores dentro del análisis de cada cuenca difieren en forma y no en fondo ya que la cuenca #1 tuvo un valor de Cs=0.61 y CN=90 donde se percibe que las nueve décimas partes del agua precipitada llega a escurrirse.

Aun conociendo que existe gran posibilidad que el agua residual que proporcionan las ciudadelas será evacuado a través de las alcantarillas, este valor no se considera por ser despreciable.

6.5. Comportamiento hidráulico de alcantarillas

En el estudio realizado al sistema de drenaje transversal que permite la conducción en forma controlada del agua para que cruce la autopista, se reviso cada uno de los parámetros que condicionan el flujo y la capacidad de descarga.

La evaluación de cada alcantarilla a través del método desarrollado por la U.S. Department of Commerce, Bureau of public Roads permitió determinar el comportamiento del modelo hidráulico a escala natural.

La alcantarilla ubicada en la abscisa 0+820 esta conformada por dos barriles de 1.50 m de diámetro, por lo que cada uno debería descargar la mitad del caudal que el área portante produce (7.24 m3/seg.).

En la figura 6.3 se ilustra dos eventos de una posible trayectoria del flujo dentro de la alcantarilla, la línea roja representa al flujo inicial, donde se describe la altura del agua cuando el caudal que se transporta a través del canal natural ingresa al barril con una altura igual a su tirante normal. Esta carga hidráulica en la bocatoma solo permite descargar 2.16 m3/seg. cuya cantidad resulta deficiente para el caudal producido por la escorrentía. A medida que la altura del agua se incrementa, la capacidad de descarga de la alcantarilla crece hasta alcanzar 3.68 m3/seg. de descarga.

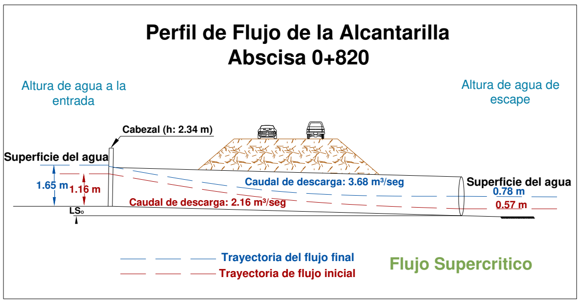

Figura 6.3.- Comportamiento hidráulico de las alcantarilla 0+820.

Las alcantarillas ubicadas en las abscisas 1+700 y 1+960 describen una trayectoria similar presentándose una variante en la última con respecto al régimen que tiene el flujo cuyo tipo es supercrítico.

7. Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

Luego del análisis de los resultados obtenidos en el desarrollo de esta tesis, se puede concluir lo siguiente:

I. Si bien es cierto el análisis de datos estadístico no abarco un registro extenso de precipitaciones, el criterio de selección de las fajas correspondientes al fenómeno del niño del noventa y siete en conjunto con las máximas precipitaciones anuales presentadas en el anuario, permitió determinar la precipitación e intensidad de diseño muy cercana a la obtenida al evaluar la ecuación de lluvia de la IIFIUC y de la EMAG.

II. Al realizar la prueba de bondad de ajuste a los datos de precipitación se determino que la función Pearson tipo III, es la regla de tendencia que adhiere mayor cantidad de datos.

III. A pesar de ajustar una muestra de ocho datos correspondientes a las máximas precipitaciones registradas por la estación Radio Sonda, el periodo de retorno de la lluvia del 13 de diciembre 1997 no varia si se incrementa la muestra con registros pluviográficos de estaciones cercanas.

IV. Pese a que la norma del MOP indica un periodo de retorno de 20 años para el diseño de vías, las estructuras de drenaje transversal tan solo logran descargar un flujo con recurrencia de 10 años.

V. Al determinar el caudal de diseño, evaluando tres métodos conocidos, se selecciono el de Ven Te Chow por considerar parámetros que califican de mejor manera las características del medio.

VI. La disminución de la densidad drenaje de la actual forma de la cuenca en comparación a la antigua fisiografía del Cerro Colorado, no es suficiente razón para el incremento de caudales escurridos ya que la remoción y compactación de material del sitio permite una reducción de poros.

VII. Pese al uso de un evento extremo suscitado en el medio, existen tres alcantarillas cuya capacidad de descarga permite el cruce de toda el agua que el área aporta. Sin embargo dos restantes ven restringido su uso a la construcción de una estructura de almacenaje que retenga el caudal extra no desalojado.

VIII. Dentro de la cuantificación del caudal de diseño, no se considera el agua residual que el área urbana aporta a cada alcantarilla, ya que su valor es despreciable y no afecta el diseño hidráulico.

7.2. Recomendaciones

I. Colocar rejillas de protección en las bocatomas de las alcantarillas con el propósito de retener desechos sólidos que obstruyan el flujo del agua a través de ellas.

II. Mejorar los bordes de entrada de cada alcantarilla y construir cisternas de almacenamiento para reducción de caudales picos con el fin de suplir la deficiencia de carga hidráulica en la entrada de algunas alcantarillas y las pendientes que en su mayoría no cumplen con las normas establecidas.

III. Verificar que las descargas de aguas servidas que las urbanizaciones existentes y proyectadas produzcan y que se evacuen al rió Daule a través de las alcantarillas, cumpla con las normas ambientales mínimas requeridas.

IV. Crear un ente educativo conformado por catedráticos y estudiantes de nivel superior con el propósito de recopilar, procesar y facilitar toda la información meteorológica de la ciudad para el desarrollo de proyectos sin fines de lucro.

V. Promover un estudio estadístico para la colocación estratégica de estaciones meteorológicas y para el procesamiento, ajuste y obtención de curvas de intensidad-duración-frecuencia para el sector norte, central y sur de la ciudad de Guayaquil.

VI. Fomentar la investigación de cuencas hidrográficas aforadas con el fin de estimar un coeficiente de mayoración o reducción que al combinarlo con el número de curva CN permita obtener una tasa de escorrentía que se adapte a nuestro medio.

8. Bibliografía

[1] APARICIO, F. 1995. Fundamentos de hidrología de Superficie. Balderas, México: Limusa. 303 p.

[2] CHOW, V.; MAIDMAENT, D.; MAYS L. 1994. Hidrología Aplicada. Santafé de Bogotá, Colombia: Mc Graw-Hill. 584 p.

[3] MONTOYA, A. 1999. Curso de hidrología. Guayaquil, Ecuador: 175 p.

[4] MONSALVE, G. 1999. Hidrología en la Ingeniería. _Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería. 382 p

[5] CHANSON, H. 2002. Hidráulica de Flujo de canales abiertos. Bogotá, Colombia: Mc Graw-Hill. 560 p.

[6] NOVAK, P.; MOFFAT, A.; NALLURI, R.; NARAYANAN, R. 2001. Estructuras hidráulicas. Bogotá, Colombia: Mc Graw-Hill. 599 p.

[7] FUGITA, O., CAMARA, F., ASSAE, S. 1979. Drenagem Urbana-Manual de projeto. Sao Paulo, Brasil: CETESB DAEE. 469 p.

[8] CHOW, V. 1998. Hidráulica de Canales. Colombia: Mc Graw-Hill. 560 p.

[9] TRANSPORTATION RESEARCH BOARD NATIONAL OF SCIENCES, TRASNPORTATION TECHNOLOGY SUPPORT FOR DEVELOPING COUNTRIES. 1974. Compendium #3. “Small Drainage Structures”. EEUU: Library of Congress Cataloging in Publication Data.

[10] MERRITT, F.; LOFTIN, M.; RICKETTS, J. 2002. Manual del Ingeniero Civil, Cuauhtémoc, México: Mc Graw-Hill. 21.18-21.42 p.

[11] PIZARRO, R.; ABARZA, A.; FLORES, J. 2001. Análisis Comparativo de la curvas Intensidad-Duración –Frecuencia (IDF) en 6 Estaciones Pluviográficas (VII Región del Maule, Chile). Chile, Universidad de Talca. 44 p.

[12] INAMHI. 1980 Estudio de Intensidades-Segunda Parte. Ecuador: Ministerio de Recursos Naturales y Energía

[13] MINISTERIO DEL AMBIENTE. 2005. Registro Oficial Nº 525; Quito, Ecuador. Nº 128

[14]