

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA

UNAN – MANAGUA

RECINTO UNIVERSITARIO “RUBEN DARIO”

FACULTAD DE CIENCIAS

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION



SEMINARIO DE GRADUACION PARA OPTAR AL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

TITULO:

Estudio comparativo de los diferentes métodos para el diseño de alcantarillas en carreteras y vías férreas.

AUTORES:

Br. Lanier Francisco Galeano Mendoza

Br. Yosil Joel Palacios López

TUTOR:

Ing. Ernesto Cuadra Chévez

Managua, diciembre de 2011

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar doy gracias a Dios por darme la sabiduría para seguir siempre triunfando.

A mis padres por el apoyo incondicional para lograr mis metas hasta ahora.

A cada uno de mis maestros por contribuir directamente a mi preparación para llegar a ser un profesional.

Lanier F. Galeano Mendoza.

A Dios sobre todas las cosas por ser el guiador en nuestra vida.

A mi madre por brindarme su apoyo durante mi carrera profesional.

A los maestros y demás personas que colaboraron directa o indirectamente a mi formación académica.

Yosil J. Palacios López.

INDICE

Contenido	Pagina
1. INTRODUCCION	1
2. ANTECEDENTES	3
2.1 Reseña histórica	3
2.2 Fórmula de Myers	3
2.3 Fórmula del profesor Talbot	4
2.4 Fórmula racional	5
2.5 Tablas de drenaje de los ingenieros de ferrocarriles	6
2.6 Método del hidrograma unitario	8
2.7 Ecuaciones desarrolladas en otras partes del mundo	8
2.8 Esfuerzos de los ingenieros agrícolas	9
2.9 Aportaciones de los ingenieros de carreteras	10
3. OBJETIVOS	12
3.1 Objetivo General	12
3.2 objetivos específicos	12
4. MARCO TEORICO	13
5. ESTUDIO DE LOS DIFERENTES METODOS USADOS	19
5.1 Métodos empíricos	19
5.2 Métodos Hidrológicos	23
5.3 Métodos estadísticos	28

5.4 parámetros que afectan el caudal máximo en cada uno de los métodos citados	30
6. INFORMACION DISPONIBLE	40
7. CALCULOS NUMERICOS PARA LA EVALUACION DEL CAUDAL MAXIMO	44
7.1 Métodos Empíricos	44
7.1.1 Fórmula de Creager	44
7.1.2 Fórmula de Soimeni	45
7.1.3 Fórmula de Talbot	45
7.2 Métodos estadísticos	47
7.2.1 Método de Lebediev	47
7.2.2 Método del factor de frecuencia	52
7.2.3 Método de Gumbel	53
7.3 Métodos Hidrológicos	56
7.3.1 Método Racional	56
7.3.2 Método del hidrograma unitario	78
8. EVALUACION COMPARATIVA	84
9. DISEÑO DE LA ALCANTARILLA	87
9.1 Factores que condicionan el diseño hidráulico	87
9.2 Flujo con control de entrada	89
9.3 Cálculos para el flujo con control de entrada	91
9.4 Diseño de la alcantarilla circular por control de entrada	92
9.5 Diseño de la alcantarilla rectangular por control de entrada	94

10.CONCLUSIONES	96
11.RECOMENDACIONES	98
12.BIBLIOGRAFIA	99
13.ANEXOS	100



1. INTRODUCCIÓN

Dada la gran cantidad de obras de drenaje, que tiene relación con el curso natural de los cuerpos de agua, es necesario conocer los aspectos teóricos hidrológicos y los métodos básicos de cálculo que permiten dimensionar dichas obras y analizar su comportamiento hidráulico. Una alcantarilla es una estructura que tiene por objetivo principal sortear un obstáculo al paso del agua; en la mayoría, cuando el flujo es interceptado por un camino o una vía de ferrocarril.

El diseño de alcantarillas consiste en determinar el tipo de sección o diámetro de la misma, el cual debe funcionar para encauzar correctamente el caudal de agua que circulara por un punto específico; para poder determinar el flujo es necesario previamente analizar la cuenca del río que contiene el punto en estudio. Normalmente se adopta para la alcantarilla el caudal máximo producido por las intensidades máximas, con un tiempo de retorno de 25 a 50 años, dependiendo básicamente del grado de daños que podría ocasionar una falla funcional de la misma.

Este trabajo consiste en presentar un estudio comparativo de los diferentes métodos para el diseño de alcantarillas en carreteras y vías férreas. Entre estos métodos se puede mencionar los empíricos, estadísticos e hidrológicos. Todos estos tienen como fin determinar el caudal máximo en un punto específico donde se ubicará la obra de drenaje tomando cada uno parámetros diferentes de acuerdo a los factores que afectan a cada método empleado.

Para llevar a cabo tal estudio se eligió la cuenca del río el ojoche, ubicada en el municipio de Masatepe, departamento de Masaya utilizando la información Pluviométrica y de registro de caudales disponible para dicha cuenca brindada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).



La importancia de este trabajo aplica también a las vías férreas, debido a que para la construcción de obras de drenaje en estas, se lleva a cabo previamente el estudio para la determinación del caudal de diseño, al igual que se hace en las carreteras cuando son un obstáculo para el paso del agua.

Si bien es cierto que en nuestro país no se cuenta con una red de este tipo, pero en años anteriores existió una red de ferrocarril, y uno de los proyectos de mayor magnitud que se está impulsando en la actualidad es la construcción de un puerto de aguas profundas en Monkey Point, dentro del mismo se contempla la construcción de la vía férrea para el traslado de cargas que unirá este puerto con el de Corinto.



2. ANTECEDENTES

2.1 Reseña Histórica

El objeto es dar una visión de los esfuerzos que, para resolver el problema de drenaje se han venido realizando a través del tiempo en el campo ingenieril. Al mismo tiempo exponer los criterios y prácticas que se han usado referentes a los diseños de obras de drenaje.

Muchas fórmulas empíricas han sido utilizadas en el pasado, algunas de ellas como la de Talbot, que ignora muchos factores importantes envueltos en el problema. Experiencia y juicio se hace necesario en la aplicación de métodos empíricos, sobre todo para la selección de coeficientes. Lo más aconsejable es calibrar los coeficientes a usarse con datos obtenidos en la localidad.

Los primeros estudios técnicos referentes al problema de determinar secciones hidráulicas para encauzar adecuadamente el agua, empezaron hace más de un siglo, cuando en 1852 el topógrafo de Londres, John Roe preparó una tabla de drenaje para estimar diámetros de alcantarillas con sus respectivas pendientes.

En los Estados Unidos, estos estudios empezaron menos de un siglo, cuando el problema fue primeramente reconocido por los ingenieros sanitarios. Unos 25 años más tarde los ingenieros ferrocarrileros se comenzaron a interesar en el problema, y fue hasta hace un poco mas de 50 años que los ingenieros de carreteras y los que trabajan relacionados con el suelo que iniciaron a investigar el problema.

2.2 Fórmula de Myers

El mayor E.T.C Myers Ingeniero jefe de los ferrocarriles de Potomac, Richmond y Fredericksburg, es considerado como el primer ingeniero de este continente en proponer el uso de una fórmula como guía para determinar áreas hidráulicas. Su fórmula fue publicada por el Club de Ingenieros de Filadelfia en 1879.

La formula de Myers es de la forma siguiente:



$$A = C\sqrt{D}$$

Donde:

A: área hidráulica en pie cuadrados

D: área de la cuenca de drenaje en acres

C: coeficiente, para el cual se recomienda un valor de 1.0 como mínimo para lugares planos, 1.6 para colinas, 4.0 como máximo para lugares montañosos y rocosos y valores más altos para lugares excepcionales.

Se recomienda que el coeficiente C, sea derivado después de cuidadosos y juiciosos calibramientos en puntos característicos dentro de la región donde se quiera aplicar. También se recomienda aplicarlo solo a pequeñas estructuras. Esta fórmula fue encontrada satisfactoria para regiones adyacentes al ferrocarril en el estado de Virginia.

En 1926 Javins modificó la formula de Myers de la manera siguiente:

$$Q = 100P\sqrt{M}$$

Donde:

Q : Caudal en pie³/s

M : Área de la cuenca en millas cuadradas

P : Porcentaje numérico en la escala Myers

En este caso la característica de crecidas, podían ser groseramente comparadas en diferentes causas.

2.3 Fórmula del profesor Talbot

En 1887 el profesor Talbot introdujo su bien conocida fórmula para determinar áreas hidráulicas para alcantarillas. Al derivar su fórmula, el profesor Talbot hizo uso de la



formula de Burkliziegles que fue publicada por éste en 1880. La fórmula de Burkliziegles calcula un caudal en pie cúbicos por segundo por acre, a como sigue:

$$Q = CI^4\sqrt{S/A}$$

Donde:

A: área de drenaje en acres

S: pendiente promedio del terreno en pie por mil pie

I: intensidad promedio de lluvia en pulgadas por hora durante la parte más fuerte de la lluvia

C: coeficiente que depende de la naturaleza o la impermeabilidad relativa de la superficie del terreno, siendo igual a 0.31 para condiciones promedio, 0.20 para regiones rurales, 0.25 para regiones con haciendas, 0.30 para regiones urbanas con jardines y calles de macadán, 0.65 para calles ordinarias de las ciudades y 0.75 para lugares de negocio.

El profesor Talbot derivó su fórmula a como sigue: debido a que conforme la fórmula de Burkliziegler el caudal por acre varía inversamente proporcional a la cuarta potencia del área drenada, el caudal total del área entera variaría proporcional a $A(1/A)$ o $A(3/4)$.

Suponiendo la misma velocidad a través de la alcantarilla que en el cauce aguas arriba, el tamaño de dicha alcantarilla (área hidráulica) variará también proporcional a $A(3/4)$, por tanto se puede escribir:

$$A_{hidraulica} = C^4\sqrt{(A_{deDrenaje})^3}$$

2.4 Fórmula Racional

La fórmula racional es una de las contribuciones de los ingenieros sanitarios. Dicha fórmula fue derivada primeramente para estimar esorrentía en áreas urbanas. El origen de esta fórmula tiene lugar en el continente Americano, la formula fue mencionada por Emil Kuichling en "The relation between the ramfall and the



discharge of sewers in populous districtis”, Transactions, American Society of Civil Engineers Vol. 20 en Inglaterra, con frecuencia se le refiere como el método Lloyd Davis.

En el sistema Inglés es de la forma siguiente la expresión de dicha fórmula:

$$Q = CIA$$

Donde:

Q: caudal en pie³/s

C: coeficiente de escorrentía dependiendo de las características de la cuenca de drenaje

I: intensidad de lluvia en pulgadas por hora

A: área de drenaje en acres

2.5 Tablas de drenaje de los ingenieros de ferrocarriles

Varias tablas de drenaje han sido desarrolladas para determinar el área hidráulica de una alcantarilla. Estas tablas preparadas generalmente de los datos reales de caudales en los causes, dan la dimensión de la alcantarilla para un área de drenaje dado.

La más popular y más frecuente usada es la de Dun, preparada por James Dun, antiguo jefe de ingenieros del sistema de ferrocarriles de Santa Fe, fue publicada por primera vez en 1906 por el profesor W. D. Pence de la Universidad de Wisconsin.

La tabla de Dun fue preparada a partir de observaciones hechas a lo largo de la línea del ferrocarril del Sistema Santa Fe en Missouri, Arkansas y Kansas, y de ella se puede leer para diferentes dimensiones de cuencas de drenaje, el diámetro de



alcantarilla necesario para una región específica. La región en que fue desarrollada es en general rocosa con pendientes fuertes por tanto la percolación es un pequeño porcentaje de la precipitación.

La tabla también da coeficientes para ser aplicados a otras regiones. Dun tenía la opinión de que su tabla no podía ser expresada a través de ninguna fórmula que se le aproxima bastante:

$$a = A(240 - 12\sqrt[6]{A})$$

Donde:

a: área hidráulica en pie cuadrados

A: área de drenaje en millas cuadradas.

Esta fórmula es aplicable para cuencas mayores de de 16 millas cuadradas. Se han desarrollado otras tablas de drenaje usadas por los ingenieros de ferrocarriles, entre ellas las siguientes:

- La tabla de sección mínima para áreas hidráulicas de alcantarillas y puentes pequeños de los ferrocarriles de Pittsburg y el lago Erie
- La tabla de drenaje de los ferrocarriles de El Paso y del Sur-Oeste
- La tabla para áreas de concreto y áreas hidráulicas 1908 para el ferrocarril de Missouri, Kansas y Texas
- Tabla de áreas drenadas por alcantarillas y puentes por los ferrocarriles de Bonne Terre y del río Mississippi



- Tabla para dimensiones de tubos y alcantarillas por los ferrocarriles de Ohio y Mobile.

2.6 Método del hidrograma unitario

Lery K. Sherman en 1932 propuso el método del hidrograma unitario el cual es considerado como una de las contribuciones más importantes a la Hidrología en los últimos tiempos. Este método permite predeterminar el comportamiento de una corriente conociendo el volumen total de agua aportada y la distribución en el tiempo.

Este método tiene de base el hidrograma unitario que Sherman definió como un hidrograma de escurrimiento directo resultante de una pulgada de lluvia efectiva generada uniformemente sobre el área de la cuenca con una intensidad uniforme durante un tiempo dado.

El concepto del método del hidrograma unitario se puede resumir en lo siguiente:

- Si dos lluvias idénticas ocurren sobre una cuenca con condiciones previas idénticas, los hidrograma de la escorrentía del las dos tormentas serían las mismas
- Las ordenadas de los hidrograma producidos por lluvias de diferentes intensidades y de igual duración son proporcionales

En los cauces o ríos donde se pueden desarrollar hidrograma unitarios para lluvias de diferentes duraciones se considera que este método es el que daría los resultados más satisfactorios únicamente superados por el caso cuando se cuenta con un periodo considerable de registro de caudales

2.7 Ecuaciones desarrolladas en otras partes del mundo

Además de la de Burkli-Ziegler que fue desarrollada en Suiza, está la de Chamier en 1898 en Londres, la de Posenti en Crarg en 1868 en Inglaterra, la de Wood en 1917 en Nueva Zelandia, la de Kresnik en 1886 en Viena, la de la Academia Científica Rusa en 1851, y la de Ribeiro en Brasil.

2.8 Esfuerzos de los ingenieros agrícolas



Uno de los primeros esfuerzos hechos por los ingenieros agrícolas para determinar caudales de diseño fueron las curvas de RAMSER. Estas eran una familia de curvas que daban la escorrentía en pie^3/s para cuencas de características diferentes y hasta tamaño de 30 acres para lluvias de frecuencia de 10 años y áreas de 30 a 1000 acres para lluvias de 10 y 50 años de frecuencia.

El caudal mostrado por estas curvas es para la región formada por los estados de Pennsylvania, Ohio, Indiana, Illinois, Wisconsin, Minnesota, Dakota del Sur y Nebraska. Las curvas de Ramser fueron calculadas por el método racional con valores de C y tiempos de concentración obtenidos en los resultados de medidas hechas en 1918 en seis diferentes cuencas.

Un poco tiempo después el servicio de conservación del suelo desarrolló el método de Cook, por Howard L. Cook. En este método, el máximo caudal posible proveniente de una cuenca dada es calculado con el producto de tres factores $Q=PRF$, Donde P es el flujo pico en pie^3/s , R es el factor de lluvia y F es el factor frecuencia.

El valor P es leído de una grafica elaborada especialmente en función de las características de la cuenca y el área de la misma. El factor de lluvia R varía con la localidad. El factor de frecuencia F es 1.00 para una frecuencia de 50 años, 0.83 para 25 años y 0.75 para 10 años.

Un poco más reciente el Servicio de Investigación de Agricultura de Estados Unidos desarrolló el Método de Síntesis del Hidrograma o Hidrograma sintético para estimar características de flujo en base a las propiedades fisiográficas en cuencas pequeñas, el método consiste en lo siguiente:

- En estimar el tiempo de desfase (t_p) entre el pico de la corriente y el centro de masa de la gráfica de la lluvia
- Usando este tiempo de desfase predecir el pico del hidrograma para un volumen total dado de escorrentía



- Sintetizar el hidrograma entero usando el tiempo de desfase, el pico estimado y las dimensiones de un hidrograma adimensional (unitario)

2.9 Aportaciones de los ingenieros de carreteras

Al los comienzos del siglo pasado, los diseños de estructuras de drenaje para carreteras, estaban basados casi enteramente en la experiencia de los ingenieros de ferrocarriles y sanitarios. Aun hace algunos años, y a veces en la actualidad ingenieros de carreteras usan todavía la formula de Talbot y la tabla de Dun, y mayormente usan en el presente el método racional.

Rowe y Thomas del departamento de carreteras de California, presentaron en 1942 un nomograma para calcular caudales de diseño basado en la elevación y longitud de la corriente más larga de la cuenca, de la frecuencia e intensidad de lluvia, áreas y textura de la cuenca. Este método desarrollado para California está basado en el método racional.

La oficina pública de carreteras de los Estados Unidos desarrolló el método BPR, el cual consiste en el uso de gráficas. Este método muy similar al de Cook, el caudal pico de diseño de una cuenca de drenaje es calculado como el producto de cuatro factores a como sigue:

$$Qd = (RF)(LF)(FF)(Q)$$

Donde RF es el factor de lluvia que es una propiedad de la región en estudio y fue graficado por los autores para los estados del Este de los Estados Unidos, LF es el factor de uso de la tierra y pendiente, FF es el factor de frecuencia y Q es la escorrentía pico en regiones húmedas, cobertura mezclada con una frecuencia de 25 años y factor de lluvia de la unidad.



3. OBJETIVOS

3.1 Objetivo General

3.1.1 Realizar un estudio comparativo entre los diferentes métodos para el diseño de alcantarillas en carreteras y vías férreas tomando como área de estudio la cuenca del río El Ojoche ubicado en el municipio de Masatepe-Masaya.

3.2 Objetivos Específicos

3.2.1 Identificar los diferentes métodos que se utilizan para determinar la crecida máxima para el diseño de alcantarillas en carreteras y vías férreas

3.2.2 Determinar el caudal de diseño aplicando los métodos identificados, tomando como área de estudio la cuenca del río El Ojoche

3.2.3 Realizar una evaluación comparativa entre cada uno de los métodos aplicados al punto en estudio (cuenca del río El Ojoche)

3.2.4 Diseñar la sección de la alcantarilla en el punto de estudio por control de entrada utilizando el caudal de diseño del método que resulte más apropiado.



4. MARCO TEORICO

Concepto de cuenca.

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociada a cada una de éstas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar.

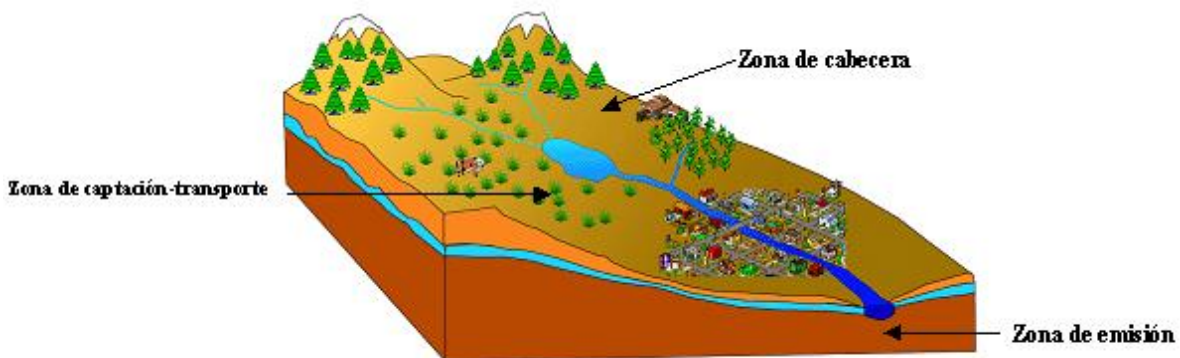


Fig. 4.1: Cuenca hidrológica

Características Físicas de una cuenca.

Entre las características más trascendentes que podemos mencionar:

- Área: Se define como la superficie en proyección horizontal delimitada por el parte agua y se puede medir directamente del mapa topográfico.



- **Perímetro:** Es la longitud del límite exterior de la cuenca y depende de la superficie y la forma de la cuenca.
- **Elevaciones máximas y mínimas:** la influencia de la respuesta hidrológica de la cuenca es importante, puesto que a mayores pendientes corresponden mayores velocidades del agua en las corrientes y menor será el tiempo de concentración de la cuenca.

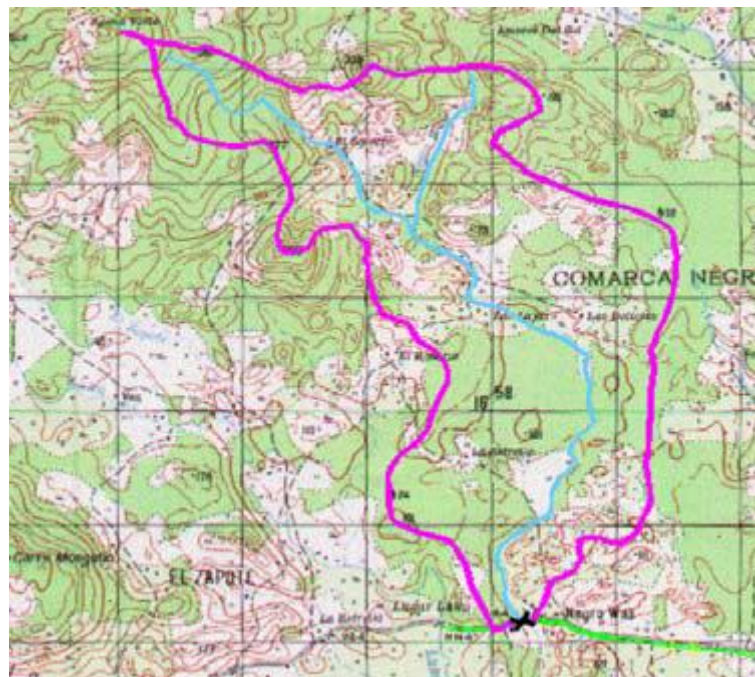


Fig. 4.2. Delimitación del área de una cuenca

Característica de la cuenca y los cauces.

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca.

Dichas características se clasifican en dos tipos, según la manera en que controlan los fenómenos mencionados: las que condicionan el volumen de escurrimiento, como



el área de la cuenca y el tipo de suelo, y las que condicionan la velocidad de respuesta, como son el orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces, etc. A continuación se describen las características de la cuenca y los cauces de mayor importancia por sus efectos en la relación precipitación-escorrimento.

El parte aguas es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas. El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parte aguas.

La corriente principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma. Nótese que esta definición se aplica solamente a las cuencas exorreicas.

Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida se llaman cuencas tributarias o sub-cuencas.

Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, es decir, entre mayor sea el grado de bifurcación de su sistema de drenaje, más rápida será su respuesta a la precipitación. Por ello, se han propuesto un cierto número de indicadores de dicho grado de bifurcación, algunos de los cuales son los siguientes:

El orden de corrientes; Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, etc. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4, etc., pero, por ejemplo, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida.

Otros indicadores del grado de bifurcación o eficiencia de una cuenca son la densidad de corrientes D_s definida como el número de corrientes perennes e



intermitentes por unidad de área y la densidad de drenaje D_d , definida como la longitud de corrientes por unidad de área:

Estudios básicos de ingeniería.

Estudio topográfico: Un estudio topográfico es un estudio que trata de estudiar el terreno en base al relieve que este presenta. En pocas palabras, al terreno que vas a estudiar se mide tanto horizontal como verticalmente, que va desde cuantos metros cuadrados tiene el terreno, hasta que tanta diferencia hay en sus pendientes, sus ángulos, básicamente en la construcción de obras hidráulicas este nos permitirá definir las distintas curvas de nivel que tenemos en terreno donde vamos a hacer la obra, y así poder cortar o rellenar para llegar a la pendiente apta para la obra que se va a construir.

Estudio hidrológico e hidráulico: El estudio hidrológico tiene como objetivo conocer los caudales en régimen natural de la máxima crecida ordinaria y de otras avenidas en una cuenca determinada.

El análisis pluviométrico comprende el tratamiento y análisis de la información pluviométrica existente, para cuencas y subcuencas hidrográficas, con objeto de conocer en detalle el valor y distribución de la precipitación sobre la cuenca vertiente al tramo y poder así apoyar, en los casos que ello sea necesario, el cálculo de los caudales de diseño para la delimitación y que este nos dará la máxima crecida y con este dato podemos diseñar nuestra obras de pase.

El análisis lo integran, como mínimo, los siguientes aspectos:

- Recopilación de toda la información existente, y en especial aquella que se derive de estudios en este caso facilitada por INETER.
- Análisis y contraste de la información obtenida.
- Análisis estadístico de las series de precipitaciones.
- Caracterización de la lluvia para diferentes duraciones del aguacero.



Estudio geológico y geotécnico: El estudio geotécnico es el conjunto de actividades que permiten obtener la información geológica y geotécnica del terreno, necesaria para la redacción de un proyecto de construcción.

Una alcantarilla es una obra de fábrica destinada a evacuar las aguas residuales domésticas u otro tipo de aguas usadas (aguas negras). El nombre deriva de la voz árabe al-qantara, "puente", en diminutivo castellano, dado que antiguamente eran de sección semejante a un puente pequeño.

Las alcantarillas, son obras de arte corrientes, integrantes del sistema de drenaje, que permiten la circulación de las aguas de un lado a otro del camino, es un puente por debajo del cual transitan las aguas de un río o quebrada. Se colocan en los cauces menores y en los lugares de acceso del camino principal a calles y propiedades cuando sea necesario.

Se utilizan como pasos a través de terraplenes, por lo cual quedan enterradas detectándose su presencia por los cabezales que asoman en cada extremo por prolongación de la misma alcantarilla. La sección se determina en base a la estimación del caudal a evacuar.

El número de alcantarillas depende primero de los cruces naturales de cursos de agua y segundo de las descargas obligadas de las cunetas. Es común encontrar valores medios de 5 alcantarillas por kilómetro. Las alcantarillas tipo puente se construyen en lugares donde la profundidad no permite la instalación de tubos o donde se requieren tubos mayores de 50 cm de diámetro



Clasificación de las alcantarillas.

1. **Alcantarillas de cajón:** formadas por dos paredes laterales, tapa y fondo, generalmente de sección constante y cartelas en las esquinas. Algunas veces no tienen relleno encima por lo cual las cargas rodantes estarán en contacto con la tapa; otras veces tienen relleno encima, no mayor de unos 8m a menor tamaño del cajón, el relleno puede ser mayor.
2. **Alcantarillas circulares:** Son tubos enterrado, diámetros no menores de 90 cm, para facilitar Sin limpieza; Tubos de diámetros grandes son muy costosos.
3. **Bóvedas de concreto armado:** Son estructuras que resisten grandes rellenos encima de su techo. Casi siempre formadas por secciones de espesores variables y con geometría de arcos circulares 6 parabólicos.
4. **Alcantarillas metálicas:** formadas por chapas acanaladas, de acero galvanizado, pre-moldeadas para formar tubos de diámetro, previsto. Funcionan como estructuras elásticas ó flexibles, por lo cual se adaptan a las presiones del relleno que soportan.



Alcantarillas de concreto

Fig. 4.3: tubos de concreto con sección circular



Fig. 4.4 alcantarilla de sección rectangular



5. ESTUDIO DE LOS DIFERENTES METODOS USADOS

Para el diseño de alcantarillas en carreteras o vías férreas interesa conocer esencialmente los caudales máximos que se producen debido a una tormenta seleccionada, es decir de duración e intensidad determinada. En lo que se refiere a determinación de caudales máximos, existen una serie de métodos como los mencionamos anteriormente y los cuales pueden incluirse en tres grupos diferentes que son:

- Métodos empíricos
- Métodos estadísticos
- Métodos hidrológicos

5.1 Métodos Empíricos

Estos métodos se caracterizan por basarse en observaciones o estimaciones directas, en el lugar con las cuales se plantea un modelo para la cuenca y puntos así observados. El modelo obtenido podría aplicarse a otras cuencas, siempre y cuando estas tengan condiciones similares de terreno, vegetación, topografía, forma y dimensiones de la cuenca, etc. Dicho modelo incluye uno o varios coeficientes dependiendo de la confiabilidad de este método, de la serie de observaciones que se realicen y las principales modalidades de esta clase de método son:

5.1.1 Análisis de crecidas observadas

Se basa más que todo en encontrar o conocer los niveles máximos obtenidos por una corriente en un punto determinado que se quiera estudiar para así, mediante este nivel y la aplicación de formulas encontrar los caudales que por esos puntos pasan; también incluye un estudio completo del lugar donde se llevo a efecto la medida, es decir hay que tomar medidas de secciones, pendientes.

Para obtener los niveles máximos en los puntos deseados es necesario la movilización inmediatamente después de que deja de pasar el agua en dichos



puntos, además hay que buscar dichas señales en muro, puentes o cualquier otra estructura existente, se consulta a vecinos, pudiendo existir el problema de que en el lugar que se necesite hacer el estudio no halla ningún tipo de estructura al cual pueda referenciarse el nivel de la corriente.

Un modo de analizar estas crecidas observadas es el método de sección y pendiente y es una forma de estimar una crecida después de que esta ha ocurrido y es útil para estimar una crecida en un punto de un río donde no se tiene ningún control. El caudal se estima en base a una ecuación de flujo uniforme y que toma en consideración secciones características del caudal o cauce, el perfil de la superficie del agua y el coeficiente de rugosidad.

La ecuación de fácil aplicación es la fórmula de Manning que por su simplicidad y resultados obtenidos que son bastante precisos es muy usada.

La ecuación de Manning se expresa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{A(R)^{2/3}(S)^{1/3}}{n}$$

Donde:

Q : Caudal o descarga en m³/s

A : Área de la sección transversal en m²

R : Radio hidráulico en m

S : Pendiente del cauce o canal

n : Coeficiente de rugosidad

Es importante observar que la ecuación de Manning, a pesar de que fue deducida para un flujo uniforme, en el cual el gradiente de energía y la superficie del agua permanecen paralelos al fondo del canal y el radio hidráulico y la sección transversal



mantienen valores constantes, sin embargo en la práctica da resultados aceptables introduciéndole una alteración a la pendiente de acuerdo a las pérdidas por fricción.

Si se tiene un tramo de cauce o canal se puede establecer la ecuación de energía entre los puntos 1 y 2.

$$(h + hv)_1 = (h + hv)_2 + hf_{1-2} + k(\Delta hv)_{1-2}$$

Donde:

h : Elevación de la superficie del agua respecto al plano de referencia.

hv : Altura de velocidad en la sección respectiva, y es igual a: $\alpha v^2 / 2g$

hf : Pérdidas de energía por fricción en el tramo

Δhv : Pérdidas de energía por aceleración o deceleración a causa de la contracción o expansión del canal

k : Coeficiente adimensional

La pendiente a ser usada en la ecuación de Manning es:

$$S = \frac{hf}{L} = \frac{\Delta h + \Delta hv - k(\Delta hv)}{L}$$

En la cual h es la diferencia del nivel del agua entre las secciones 1 y 2, L es la longitud del tramo. Para la aplicación de la ecuación de Manning en una sección determinada, el caudal Q en esa sección puede llamarse k , así el caudal que se desea encontrar será:

$$Q = \sqrt{k_1 k_2 S}$$

Donde $k_1 = Q_1$ y $Q_2 = k_2$, respectivamente para las secciones 1 y 2



5.1.2 Fórmulas Empíricas

Hay una gran cantidad de formulas empíricas, las cuales toman en consideración factores como el área de la cuenca, otras consideran además la longitud y ancho de la misma, hay otras fórmulas que son en función de la lluvia y algunas están en función de las frecuencias de las crecidas. Las formulas más conocidas entre las empíricas es la Talbot. A como se expresó anteriormente la fórmula de Talbot se escribe:

$$A_h = C^4 \sqrt[3]{A^3}$$

Donde:

A_h : Área hidráulica de la alcantarilla que se va a diseñar

A : Área de drenaje o de la cuenca

C : Coeficiente

La fórmula asume que el área hidráulica es directamente proporcional al caudal, el cual varía a la potencia $\frac{3}{4}$ del área de drenaje.

Otra fórmula también usada es la de Creager, que calcula la crecida máxima en base a ciertos coeficientes y es bastante empleada en diversos servicios hidrológicos, se expresa:

$$Q = 1.3C \left(\frac{A}{2.59} \right)^{0.936A^{-0.048}}$$

En donde:

Q : Caudal máximo en m^3/s

A : Área de la cuenca en km^2

C : Coeficiente de Creager



5.2 Métodos Hidrológicos

5.2.1 Fórmula Racional

La relación entre lluvia y escorrentía pico, ha sido representada por muchas fórmulas, y la formula racional es una de ellas, aunque esté basada en un numero de asunciones que no pueden ser realmente satisfechas en las circunstancias actuales, por su simplicidad ha ganado popularidad.

Fue mencionada por kuichling en 1889 para la determinación del caudal pico para drenajes en Rochester, New York durante el periodo de 1877 a 1888, también se cree que los principios de la formula fueron explicados en el trabajo de Mulvaney en 1851.

La fórmula racional se escribe:

$$Q = CIA$$

Donde:

Q : Caudal en pie^3/s

C : Coeficiente de escorrentía dependiendo de las características de la cuenca de drenaje

I : Intensidad de lluvia en pulgadas por hora

A : Área de drenaje en acres

Las unidades incluidas en esta ecuación, se explican por el hecho de que 1 acre-pulgada por hora, es aproximadamente igual a $1\text{pie}^3/\text{s}$. Esta fórmula se basa en el hecho de que una lluvia continua sobre toda el área de drenaje, producirá al cabo de cierto tiempo un caudal constante, cuando las pérdidas por infiltración alcancen también una rata constante.



Entonces si d es la precipitación promedio efectiva sobre la hoya, y T es el tiempo de concentración, el caudal resultante estará dado por:

$$q = d \frac{A}{T}$$

La intensidad promedio " i " es d/T , entonces:

$$q = iA$$

Ahora, si en lugar de utilizar la precipitación promedio efectiva se usa la precipitación total, se llega a la forma final de la ecuación utilizando coeficiente de escorrentía C .

$$Q = CIA$$

Cuando se usa la fórmula racional se debe considerar que la máxima razón de flujo debido a una cierta intensidad de lluvia sobre el área de drenaje, es producido por la lluvia, duración igual al tiempo de concentración del flujo al punto considerado.

El tiempo de concentración es el tiempo requerido por la corriente para viajar desde el punto más remoto hasta el punto en consideración. Para intensidad de lluvia uniforme este debería ser el tiempo de equilibrio en el cual la razón de escorrentía es igual a la razón de lluvia caída.

Para cuencas naturales de grandes dimensiones, la escorrentía que se origina en los lugares más remotos podría arribar al punto estudiado tan tarde que no contribuya al caudal pico que es el que interesa. En las cuencas pequeñas el tiempo de concentración sí sería aproximado al tiempo en que se produce el caudal pico.

Para pequeñas áreas además se cumple la condición de que toda la zona está contribuyendo al caudal resultante. En cambio, para áreas grandes el coeficiente C debe expresar la proporción entre la precipitación y la escorrentía, también todos los efectos de almacenamiento y retención.



5.2.2 Método del hidrograma unitario

Se puede decir en general que es un gráfico mostrando descarga, velocidad u otra propiedad del flujo del agua respecto al tiempo. Cuando se muestra la descarga vs tiempo, el gráfico es un hidrograma de descarga o comúnmente llamado hidrograma, y es el que interesa en este estudio.

El hidrograma puede ser considerado como una expresión de las características climáticas y fisiográficas que gobiernan las relaciones entre precipitación de lluvia y escorrentía, en el tiempo y en el punto de estudio. Definiendo la complejidad de las características de la cuenca por una simple curva.

Un hidrograma típico producido por una tormenta, es una curva como se muestra en la figura 5.1. una curva con dos picos o múltiples picos pueden ser consecuencia de variaciones abruptas de la intensidad de la lluvia; una serie o sucesión de tormentas u otras causas como por ejemplo recesión anormal del flujo subterráneo.

Un hidrograma típico consta de tres partes (ver fig. 5.1) el segmento AB o limbo, el segmento creciente BD y el segmento de recesión DH. La parte más baja del segmento de recesión es una curva de recesión de flujo subterráneo.

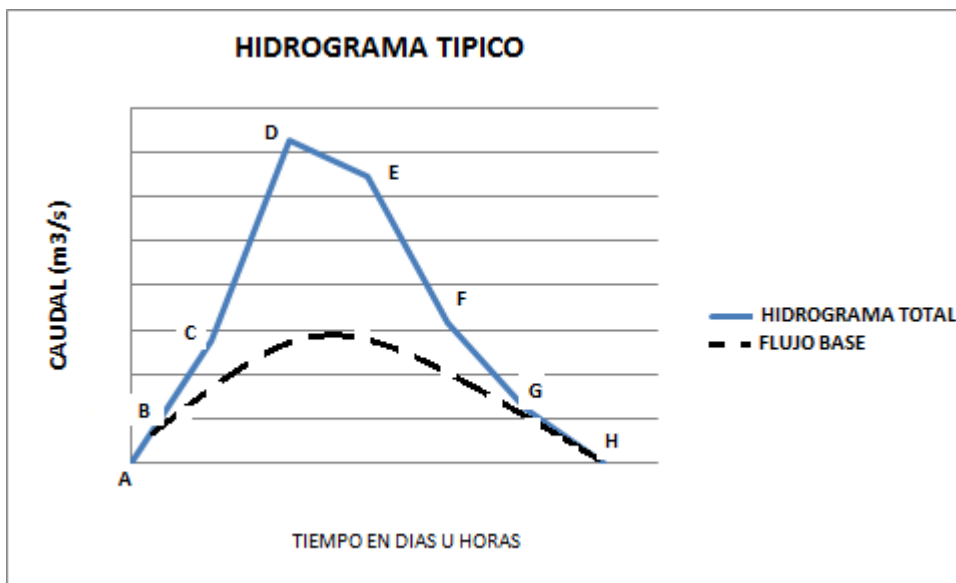


Fig. 5.1: hidrograma típico



En los segmentos antes mencionados pueden observarse el punto de ascenso B, dos puntos de inflexión C y E el pico D y otros dos puntos característicos F y G. El tiempo en el punto B es el tiempo del crecimiento o ascenso y en D es el tiempo del flujo pico.

La forma del segmento creciente depende de la duración e intensidad de distribución de la lluvia.

5.2.2.3 Hidrograma Unitario

Este método utiliza datos topográficos y registros concurrentes de lluvias y de crecidas. Se define el hidrograma unitario como el hidrograma de la esorrentía resultante de un aguacero de duración unitaria. El aguacero unitario es aquel lo suficientemente corto para que las fluctuaciones en la intensidad del mismo durante ese periodo no afecten mucho al hidrograma resultante. Este método proporciona el hidrograma de la crecida, es decir el máximo caudal que es el que interesa en este estudio y el volumen de la crecida.

El método del hidrograma unitario asume la existencia de un sistema lineal, lo cual se expresa en tres postulados básicos de la esorrentía que en la práctica se aceptan como una buena aproximación.

El hidrograma unitario se utiliza para conocer la respuesta de la cuenca ante la incidencia de la lluvia caída sobre su superficie. La estimación de una cantidad determinada de lluvia futura se lleva a cabo por medio de métodos de transposición o maximización de aguaceros para estimar la tormenta máxima probable o bien utilizando métodos estadísticos, para estimar la lluvia que será igualada o excedida una vez cada T años.

Con esta lluvia futura y el hidrograma unitario elaborado para la cuenca, se puede determinar de esorrentía para la situación posterior a que se refiere esa precipitación estimada, y de acuerdo a los valores de tormenta mencionada anteriormente, se determinan respectivamente la crecida máxima probable para ser



usada en el diseño de alcantarillas en carreteras o bien la crecida que será igualada o excedida una vez cada T años para el diseño de otro tipo de estructura hidráulica.

Procedimiento para derivar el hidrograma unitario de una cuenca.

- a. Se seleccionan todos los picos del hidrograma producidos por cortas intensidades de lluvias, seleccionándose los picos producidos por una lluvia corta pero intensa.
- b. Se desglosa el hidrograma en sus componentes. Uno de sus componentes es la escorrentía directa asociada con este temporal. Otra es la que proviene al aporte del flujo natural y la última es la que llega percolándose en las primeras capas del suelo se llama interflujo o escorrentía sub superficial.

Generalmente no es posible distinguir entre la escorrentía superficial directa y el interflujo y a veces pueden considerarse los dos juntos llamándose flujo base

- c. Obteniendo el hidrograma de la escorrentía directa por medio de planimetrar el área bajo del mismo u otro método numérico se obtiene el volumen de la escorrentía directa.

Dividiendo el volumen por la superficie de la cuenca de drenaje se obtiene la altura de la escorrentía o también llamada precipitación efectiva.

- d. Para determinar el hidrograma unitario se divide cada ordenada del hidrograma de la escorrentía directa por la altura de la escorrentía.
- e. Teniendo el hidrograma unitario para una cuenca puede encontrarse el hidrograma para cualquier intensidad de lluvia según el periodo de retorno.

Para el diseño de las alcantarillas nos interesa el pico del hidrograma resultante.

Para una cuenca determinada se estudiará mas adelante con mayor detalle los pasos para la determinación de hidrograma unitarios.



5.3 Métodos estadísticos

Un procedimiento lógico en la predicción de fenómenos naturales es el de basarse en el análisis estadístico de los registros del pasado.

Cuando este método se aplica a la determinación de la máxima creciente esperada de una corriente con una frecuencia dada, el resultado es correcto siempre y cuando se disponga de suficientes datos de aforo y que no haya cambios importantes en el régimen del río durante o después del periodo de registro.

Este método consiste en clasificar los datos de caudales de avenidas en orden creciente dentro de ciertos números de intervalos de descarga para obtener una curva de probabilidad en donde las ordenadas son los caudales y las abscisas el porcentaje de ocurrencias que igualaron o excedieron el correspondiente caudal de la ordenada.

Se puede resumir el procedimiento seguido con los métodos estadísticos de la manera siguiente:

- a. Obtención de todo el registro limnigráfico disponible para una estación de aforos
- b. Eliminación de aquellos valores que resulten evidentemente erróneos o que carezcan de utilidad para la investigación
- c. Obtención de las ordenadas de la curva de frecuencias lo cual puede hacerse de dos maneras:
 1. Por el método de la serie parcial que consiste en elegir aquellos valores de caudal máximo instantáneo (caudal pico) que sobrepase determinado valor. Se debe tener mucho cuidado al establecer este criterio de selección o datum, de manera que la cantidad de valores que se separen sea un buen número y esté de acuerdo al propósito de la investigación.



2. Por el método de la serie anual que consiste en escoger el valor del caudal máximo instantáneo para cada uno de los años de registro, y se obtendrán pues, tantos valores como años de registros se tengan
- d. Obtención de las abscisas de la curva de frecuencias, para lo cual existen dos enfoques principales:
1. Asumir que los valores máximos de caudal obtenidos se distribuyen de acuerdo a una ley probabilística conocida, a la cual se puede aplicar alguna transformación con el objeto de que la curva de frecuencia plotee en línea recta y facilite la extrapolación de valores (lo cual siempre es riesgoso). Para este enfoque existen varias distribuciones de probabilidad que pueden emplearse siendo las más utilizadas las de Gumbel o de los valores extremos y la de Pearson tipo III.
 2. Utilizar la curva de frecuencia obtenida directamente de los datos, para lo cual existen tres métodos principales de cálculo de las abscisas, los cuales parten de un ordenamiento en sentido descendente de los valores máximos de caudal. Estos métodos son los siguientes:

California:
$$P \frac{1}{T} = \frac{m}{n}$$

California modificado
$$P = \frac{2m-1}{2n}$$

Modal
$$P = \frac{m}{n+1}$$

En las formulas anteriores P, es la probabilidad de que una magnitud de caudal de crecida determinada sea igualada o excedida, T es el intervalo de recurrencia de la crecida; n es el numero de valores de crecida seleccionados y m es el rango de cada crecida (uno para la mayor y n para la menor de todas las escogidas)



- e. Ploteo para las curvas de frecuencia de crecidas con las ordenadas i abscisas calculadas como se indico.

En este estudio se utilizaron los datos de caudales máximos anuales y los métodos que se aplicaron fueron el método de Gumbel, el método de Lebediev y el del factor de frecuencia.

5.4 Parámetros que afectan el caudal máximo en cada uno de los métodos citados

5.4.1 Métodos empíricos

5.4.1.1 Método sección y pendiente

Se ha visto anteriormente que para calcular la pendiente S es necesario determinar las elevaciones de la superficie del agua, de las alturas de velocidad para cada sección y evaluar las pérdidas debidas a expansión del tramo a estudiarse.

5.4.1.1.1 Elevación de la superficie del agua

Con la determinación de estas elevaciones hay que tener cuidado de reconocer bien las señales y asistir inmediatamente después de que ha cesado la escorrentía debido a la tormenta que la origino.

Además hay que tomar en consideración si se produce sedimentación, debido a erosión producida por la corriente. Este método está limitado a lugares donde hay estructura existente o donde la estructura del cauce o canal no permitan la erosión del mismo y por otro lado que la confiabilidad de las lecturas de los niveles de agua en un tramo determinado está condicionado a:

- a. La disponibilidad y evidencia de marcas de agua máximas a lo largo de los lados del cauce después de la tormenta elegida
- b. La optima selección del tramo a estudiarse en cuanto a su geometría



Deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

El tramo seleccionado debe ser lo más uniforme posible en cuanto a sus secciones transversales, pendientes y alineamiento.

5.4.1.1.2 Alturas de velocidad

Para cada sección, la altura de velocidad se calcula por:

$$hv = \frac{\alpha v^2}{2g}$$

Siendo:

v La velocidad medida en cada sección, y α es un coeficiente de altura de velocidad cuyo valor es 1 en el caso de que la sección no se haya sub dividido en secciones de diferente rugosidad. En el caso que se halla llevado a cabo la sub división se puede aplicar la formula siguiente:

$$\alpha = \frac{\sum K_i^3 / a_i^2}{Kt / At}$$

Donde:

$$At = \sum a_i$$

$$Kt = \sum K_i$$

i , Se refiere a sub índices que señalan secciones parciales

t , Se refiere a valores correspondientes a la sección completa

De lo anterior se puede decir que la confiabilidad de α se ve afectada por la geometría del canal y por lo tanto, deben evitarse cambios bruscos de sección en el tramo o si hay cambios deben de ser lo bastante suaves para que haya confiabilidad



o consistencia con la suposición de que K para el tramo va a ser la media geométrica de los valores correspondientes a cada sección.

Asimismo es necesario para la estimación de las alturas de velocidades y para que estén dentro de un rango de confiabilidad, de que la longitud del tramo sea lo bastante grande, pero aquí se tropieza con otra condición, ya que esto está determinado por las condiciones geométricas y las dificultades prácticas que presenta la topografía del terreno. Se recomienda para un tramo las siguientes condiciones:

$$L \geq 75d$$

$$\Delta h \geq 0.5pv$$

$$\Delta h \geq hv$$

Donde:

L : Longitud del tramo a estudiarse

d : Profundidad media del canal

Δh : Diferencia de nivel del agua en el tramo

hv : Altura de velocidad en el tramo

5.4.1.2 Formulas empíricas

La mayoría de estas dependen del área de drenaje, que es muy fácil determinar y otras también incluyen coeficientes de escorrentía, el cual depende de numerosos y variados factores que son de difícil determinación.

Estas formulas han sido deducidas de la observación del fenómeno en cuencas específicas y de las cuales se obtiene una función que relaciona las observaciones con las características de la cuenca y como se mencionó anteriormente muchas de ellas dependen exclusivamente del tamaño o área de la misma.



Realmente para una misma área de cuenca se puede tener diversas y variadas formas, teniendo por lo tanto diversos comportamientos, por ejemplo para una misma tormenta.

Respecto a las curvas envolventes, estas se basan en los registros de caudales máximos ocurridos y en el área de la cuenca: es decir, los valores obtenidos por medio de esta curva dependen exclusivamente del área sin tomar en cuenta ninguna otra característica de la cuenca o de la tormenta.

5.4.2 Métodos estadísticos

En general estos métodos dependen exclusivamente de la calidad y cantidad de información existente. Es decir para este caso de cálculo de crecidas, depende del número de años de registro de caudales máximos y también de la variación que estos tengan entre sí.

Puede observarse que no depende del área o forma de la cuenca aunque se recomienda aplicarla a áreas grandes. Por otro lado estos resultados están basados en principios matemáticos y no en el análisis de los mecanismos hidrológicos.

5.4.3 Factores que afectan los métodos hidrológicos

Desde el punto de vista hidrológico, la esorrentía de una cuenca puede ser considerada como una fase del ciclo hidrológico, la cual está influenciada por dos grupos de factores.

5.4.3.1 Factores climáticos

Incluyen los factores de varias formas y tipos de precipitación, intercepción, evaporación, y transpiración; los cuales tienen variaciones estacionales de acuerdo a las condiciones climáticas, entre estos factores podemos mencionar:

- a. Precipitación: forma (lluvia, nieve, hielo, etc.), tipo, intensidad, duración, frecuencia, distribución del área de precipitación, dirección del movimiento de la tormenta, y humedad del suelo.



- b. Intercepción: clase de vegetación, composición, edad, y estación del año
- c. Evaporación: temperatura, viento, presión atmosférica y naturaleza de la superficie
- d. Transpiración: temperatura, radiación solar, viento, humedad del suelo y clase de vegetación

5.4.3.2 Factores fisiográficos

Pueden dividirse a su vez en dos:

- a. Características de la cuenca: influyen todos los factores como dimensión, forma y pendiente del área de drenaje, permeabilidad, presencia de presiones y uso de la tierra.
 - a.1. factores geométricos: dimensiones, forma y pendiente, orientación y elevación.
 - a.2. factores físicos: cobertura y uso del suelo, condiciones de infiltración, tipo de suelo, permeabilidad y topografía.
- b. características del canal o cauce:
 - b.1. capacidad de transporte, dimensiones y forma de las secciones transversales, pendiente, rugosidad, longitud y tributarios.
 - b.2. capacidad de almacenamiento.

De los métodos hidrológicos existentes los más importantes son El Racional y el del Hidrograma Unitario, a continuación se estudiará los parámetros que intervienen y afectan a cada método.



5.4.3.3 Factores que afectan al método racional

El método racional como ya se observó depende de: el área de la cuenca de drenaje, de la intensidad de lluvia, y del coeficiente de escorrentía. A continuación se aborda cada uno de ellos.

El área de la cuenca: la determinación de esta no es problema, y puede hacerse con bastante aproximación, tomando la planimetría de mapas existentes. Para el caso de áreas muy pequeñas, perfectamente se pueden hacer levantamientos topográficos.

Para ello es requisito una previa demarcación de la cuenca que contribuye, necesiándose para ello de criterio y auxiliado por planos; a veces es necesario realizar un reconocimiento físico cuando los parte aguas no están muy bien definidos como en el caso de áreas planas.

Intensidad de lluvia: la intensidad es la cantidad de agua de lluvia caída en la unidad de tiempo considerada, y se expresa en milímetros por hora. El valor de la intensidad depende de los registros locales de lluvia, de la ocurrencia y la duración de la misma.

Este factor está íntimamente relacionado con el tiempo de concentración, o sea el tiempo que toma una gota de agua en llenar desde el punto más remoto (no necesariamente el más alejado) de la cuenca hasta el lugar considerado. La intensidad puede ser expresada matemáticamente por una ecuación de la forma:

$$I = \frac{A}{t+b}, I = \frac{A}{(t+b)^n}, I = \frac{A}{t^n}, \text{ etc.}$$

En el cual:

I : Intensidad promedio

T : Tiempo de duración

A y b : valores constantes que se ajustan a cada región estudiada



n : Exponente

Por lo que puede verse que la certeza del valor de la intensidad depende de la calidad y cantidad de datos de lluvia, y del buen ajuste de las constantes que se haga en la zona de estudio.

Tiempo de concentración: el tiempo de concentración (t_c) es un parámetro bastante difícil de obtener ya que depende de la distancia que recorre la partícula de agua, de la pendiente de esa trayectoria, tipo de terreno que recorre la gota, entre otros factores.

Existen varias formulas para la obtención del t_c , una de ellas expresa:

$$t_c = \left(\frac{0.886L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración en horas

L : Longitud en km desde el punto más remoto de la cuenca, al punto en estudio

H : Diferencia de nivel entre los mismos, en metros

La longitud L y la diferencia de nivel H se obtienen de planos topográficos, siendo por lo tanto bastante aproximados.

Los factores 0.886 y 0.385 son dependientes de las características de la cuenca, debiendo evaluarse según cada región. El tiempo de concentración depende además de características del cauce o corriente, como irregularidad de la trayectoria, caídas, depresiones que permiten almacenaje, etc. Siendo así que dos causas pueden tener la misma L y H , pudiendo tener sin embargo diferentes tiempos de concentración, por lo que puede deducirse que este es solo una aproximación.

Coefficiente C: El coeficiente de escorrentía (c) en el método racional es el menos susceptible de una determinación precisa. En su estimación interviene varios factores



que están influenciados por las características de la cuenca y que se reflejan en forma de pérdidas.

Las principales pérdidas al caer lluvia en el terreno son las siguientes:

- a. Intercepción
- b. Infiltración
- c. Almacenamiento en depresiones
- d. Humedad del suelo
- e. Evaporación y transpiración

a. Intercepción

Cuando la lluvia cae sobre la superficie, una porción de la misma es interceptada por las hojas, tallos de la vegetación, hojarasca y maleza en el suelo. En áreas urbanas este valor no es significativo, pero en zonas boscosas se incrementa dependiendo del tipo de cobertura.

b. Infiltración

La infiltración es el movimiento vertical del agua a través de la superficie del suelo y sub suelo. Un suelo permeable suelto tendrá mayor capacidad de infiltración que un suelo arcilloso apretado. Una buena cubierta vegetal proporciona protección contra el impacto de las gotas de lluvia, y además las raíces de las plantas y el mantillo orgánico ayudan a aumentar la permeabilidad del suelo.

c. Almacenamiento en depresiones

El almacenamiento natural en el terreno no contribuye a la formación o generación del escurrimiento pluvial, constituyendo el volumen de agua depositada en las



depresiones del terreno, el cual incluye el agua que se retiene en pequeñas y grandes depresiones superficiales.

d. Humedad del suelo

La humedad del suelo se retiene como agua capilar en los pequeños espacios porosos del suelo, y es absorbida por la superficie de las partículas del suelo.

e. Evaporación y transpiración

La evaporación es la transformación del agua del estado líquido al gaseoso. Es el proceso por el cual las plantas extraen humedad y la liberan al medio en forma de vapor.

En resumen el agua de lluvia puede seguir uno de tres caminos hacia una corriente. Una porción o fracción viaja en forma de un flujo sobre el terreno, escurrimiento superficial, otra fracción puede infiltrarse en el suelo y escurrir lateralmente hacia el cauce de una corriente, y una tercera porción puede infiltrarse a través del suelo hasta llegar a las aguas del sub suelo, escurrimiento indirecto.

5.4.3.4 Factores que afectan al hidrograma unitario

En lo que se refiere al método del hidrograma unitario, este hace intervenir parámetros tales como son el área de la cuenca, intensidad de lluvia, capacidad de infiltración, flujo superficial, flujo subterráneo, flujo hipodérmico, y principalmente el criterio de la lluvia unitaria.

Respecto a la determinación del área de la cuenca e intensidad de lluvia para diseño, es lo mismo que para el método racional.

Lluvia unitaria: es prácticamente imposible que este concepto se dé tal como fue concebido, es decir distribuirse uniformemente en el área y a través del tiempo, por lo que se escogen lluvias de fuertes intensidades y corta duración, esto último para evitar variaciones de la intensidad.



Es necesario entonces contar con pluviómetros distribuidos en la cuenca para ver la uniformidad de la lluvia, y también con pluviógrafo; por lo menos uno, para conocer la variación de la intensidad en el tiempo.

5.4.3.5 Separación del flujo base

En cuanto al flujo base (subterráneo + hipodérmico), son diversos los métodos existentes para la separación del mismo. Estos métodos suponen por aproximación, variaciones lineales del flujo base; teniendo en realidad una variación como la mostrada en la fig. 5.1 (línea punteada).

Se puede decir por lo tanto que los cálculos obtenidos por estos métodos dan aproximaciones exageradas del flujo superficial (flujo total – flujo base).



6. Información Disponible

En este acápite se dará una descripción, lo más detallada posible de la información existente para el análisis en este estudio.

El área o cuenca utilizada es la del río El Ojoche, localizada en el municipio de Masatepe departamento de Masaya, y más específicamente se localiza en la cuenca de la Laguna de Masaya, habiéndose escogido por las siguientes razones:

- a. Como se mencionó en el capítulo I de este estudio, no se trató de buscar una cuenca que fuera lo más perfecta en información, sino que tuviera las condiciones de información más reales posibles, es decir que se tomó una muestra casi al azar.
- b. La única restricción para su escogencia fue que el área de drenaje no fuese muy grande, ya que estas áreas son las que disponen de mayor información, sobre todo de registros de caudales en sus puntos extremos de aguas abajo, y el diseño de una alcantarilla en carreteras implica muchas veces que en los puntos de paso no exista mucha información. Asimismo, puede ser el caso en el rediseño de cruses o alcantarillas que trabajan deficientemente.

No se dará un desglose de información para cada método, debido a que algunos parámetros o factores sirven a diferentes métodos; área, intensidad de lluvia, etc. A continuación pasaremos a detallar cada uno de los factores.

Para la información de cada uno de los parámetros de la cuenca, se utilizó la estación meteorológica Masaya código 69115, por ser esta principal y la más cercana a la cuenca.

Áreas:



Estas fueron determinadas en base a mapas topográficos existentes a escala 1:50 000, elaborados por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). Asimismo, se utilizaron dichos mapas para calcular las elevaciones y distancias.

Los parte aguas o divisorias entre cuencas estaban bien definidos, sobre todo en los lugares en donde el terreno tiene pendientes fuertes, pudiéndose observar claramente la trayectoria de las corrientes.

Intensidad de lluvia:

Debido a que en la cuenca analizada aun no han sido elaboradas curvas de – intensidad - duración - frecuencia, se recurrió efectuar los debidos cálculos con auxilio a una tabla con datos de parámetros que se consideran para determinar este valor.

La intensidad para un periodo de retorno de 25 años puede escribirse de la siguiente manera:

$$i = \frac{3281.93}{t + 22.83}$$

Donde:

i :: Intensidad en mm/h

t :: Tiempo de duración de la lluvia en minutos.

Por otro lado se utilizó los registros de la zona de cada uno de los parámetros que se toman en consideración para determinar el caudal de diseño en el punto de estudio aplicando cada uno de los métodos mencionados.

Coefficientes de escorrentía:



Se utilizó la tabla No. 6.1 de coeficientes de escorrentía que están basados de acuerdo a características del suelo, cobertura y pendiente del terreno. Para la evaluación de dichos coeficientes se realizó un reconocimiento de la zona y además se auxilió de los mapas topográficos 1:50 000, ya que de estos se puede obtener la pendiente del terreno y clasificaciones en general, en cuanto a tipo de suelo y cobertura se refiere.

Caudales:

Se utilizaron registros de caudales de la estación Masaya 69115 proporcionados por INETER, contando dicha estación con registros de caudales de 8 años. Para el cálculo de los caudales en dicha estación se ha realizado cada año una calibración de la curva de descarga.



COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C (formula racional)						
COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DE TERRENO				
		PRONUNCIADA (50%)	ALTA (20%)	MEDIA (5%)	SUAVE (1%)	DESPRECIABLE
SIN VEGETACION	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semi permeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semi permeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS VEGETACION LIGERA	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semi permeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA O GRAMA	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.30
	Semi permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES VEGETACION DENSA	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semi permeable	0.44	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

NOTA: Para zonas que se espera puedan ser quemadas se deben aumentar los coeficientes así:

Cultivos: Multiplicar por 1.10

Hierbas, pastos y vegetación ligera, bosque y densa vegetación: Multiplicar por 1.30

Tabla 6.1: coeficientes de escorrentía para distintos tipos de terreno

7. CALCULOS NUMERICOS PARA LA EVALUACION DEL CAUDAL MAXIMO (Q_{MAX})

7.1. METODOS EMPIRICOS



7.1.1 FORMULA DE CREAGER

Se estudio anteriormente que en general se expresa como:

$$Q = CK$$

Datos:

El área de la cuenca es de 7.25 km²

Los registros de caudales se muestran en la columna (2) tabla siguiente

AÑO HIDROLOGICO	Q _{MAX}	K	C=Q/K
2002-2003	4.225	11	0.384
2003-2004	2.100	11	0.191
2004-2005	3.801	11	0.346
2005-2006	6.562	11	0.597
2006-2007	8.081	11	0.735
2007-2008	14.710	11	1.337
2008-2009	3.860	11	0.351
2009-2010	2.550	11	0.232
SUMATORIA			4.172

Tabla 7.1: registro de caudales máximos anuales

Fuente: INETER

La tabla No. 7.1 muestra los valores de K para diferentes áreas, en este caso se tiene un área de 7.25 km², entonces se adopta un K=11, luego el “C” promedio es igual a:

$$C = \frac{4.172}{8} = 0.52$$

Entonces, $Qd = CK = (0.52)(11) = 5.72m^3 / s$

7.1.2 Formula de Soimeni



Esta fórmula establece que el caudal específico es función del área.

$$q = \frac{600}{A+10} + 1$$

De lo anterior:

$$q = \frac{600}{7.25+10} + 1$$

$$q = 35.78m^3 / s / km^2$$

Entonces:

$$Q = (35.78m^3 / s / km^2)(7.25km^2)$$

$$Q = 259.40m^3 / s$$

7.1.3 Formula de Talbot

Anteriormente se estudio que esta fórmula establece que:

$$Ah = (C)\left(\sqrt[4]{A^3}\right)$$

Ah: área hidráulica

Para el área de:

$$A = 7.25km^2 = 725Ha = 1791.51acre$$

Para áreas rurales se puede usar C=0.20 de acuerdo a la bibliografía consultada (fundamentos de hidrología de superficie, Fco. A Mijares).

Por lo que:



$$Ah = (0.20)(1791.51acre)^{3/4}$$

$$Ah = 55.07 pie^2 = 5.12m^2$$

Con esta área hidráulica y suponiendo que para cruzar la carretera se construirá una caja de concreto con esa área y con una pendiente del 1%, (menor que la natural tomada a escala en ese tramo y que es aproximadamente del 6%), entonces aplicando la ecuación de Manning se tiene:

$$Q = \frac{(A)(R)^{2/3}(S)^{1/2}}{n}$$

Suponiendo la caja rectangular y con una altura de 3.00m, entonces se tiene:

$$A = (b)(h)$$

$$5.12 = (b)(3)$$

$$b = 1.71m$$

El perímetro mojado será:

$$P = b + 2h$$

$$P = 1.71 + [(2)(3)] = 7.71m$$

El radio hidráulico será:

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{5.12m^2}{7.71m} = 0.66m$$

El coeficiente "n" será igual a 0.015 para superficies de concreto, aplicando la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{(5.12)(0.66)^{2/3}(0.01)^{1/2}}{0.015}$$

$$Q = 25.87m^3 / s$$



7.2 METODOS ESTADISTICOS

7.2.1 Método de Lebediev

Este método supone que los gastos máximos anuales son una variable aleatoria del tipo III de Pearson. El gasto máximo de diseño probable Qd está dado por la suma del gasto instantáneo máximo probable o máximo más otro gasto ΔQ dado por la amplitud del intervalo de confianza que indica la magnitud del error que se puede cometer al evaluar Q_{\max} . Las formulas para calcular el caudal de diseño son:

$$Qd = Q_{MAX} + \Delta Q \quad \text{(a)}$$

$$Q_{MAX} = Q_m [((K)(Cv)) + 1] \quad \text{(b)}$$

$$\Delta Q = \frac{(A)(Er)(Q_{MAX})}{N} \quad \text{(c)}$$

$$Q_m = \frac{\sum_i^N Q_i}{N} \quad \text{(d)}$$

$$Cv = \sqrt{\frac{\sum_i^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad \text{(e)}$$

$Cs = 3Cv$ Para este caso de corrientes producidas por tormentas.

$$P = \frac{100}{t}$$

En donde:

Qd : Caudal de diseño

Q_{\max} : Caudal máximo probable



Q_m : Caudal promedio

Q_i : Gastos máximos anuales observados

ΔQ : Amplitud del intervalo de confianza

N : Años de observación

A : Coeficiente que toma el valor de 1.5 para ríos con pocos años de registros

E_r : Coeficiente que depende de C_v y de la probabilidad P , el cual se puede encontrar mediante grafico

C_v : Coeficiente de variación

K : Coeficiente que depende de C_s y de P encontrándose su valor mediante uso de cuadro No. 5.3 (ref. No. 7)

C_s : Coeficiente de asimetría

P : Probabilidad o frecuencia relativa en porcentaje

t : Periodo de retorno en años

Cálculo numérico

Se calcularon los caudales de diseño para periodos de retorno de 25 y 50 años. Los datos que se necesitan son los caudales máximos anuales y para este caso existen registros para ocho años, columna 1 y 2 de tabla No 5, con los datos de la columna 2 se procede a calcular los valores de las columnas 3, 4 y 5.

Se tiene que:



$$Cv = \sqrt{\frac{\sum_i^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}}$$

$$Cv = \sqrt{\frac{3.636}{8}}$$

$$Cv = 0.6742$$

También se conoce que:

$$Cs = 3Cv$$

$$Cs = (3)(0.6742)$$

$$Cs = 2.0226$$

Para un periodo de retorno de 50 años:

$$P = \frac{1}{50}(100) = 2\%$$

Para $Cs = 2.0226$ y $P = 2\%$ se obtiene $K = 2.915$

Para $Cv = 0.6742$ y $P = 2\%$ se encuentra $Er = 0.92$

Aplicando la formula (b) tenemos:

$$Q_{MAX} = 5.736[(((2.915)(0.6742)) + 1)]$$

$$Q_{MAX} = 17.009m^3 / s$$

Aplicando la formula (c) y sabiendo que $A = 1.5$ se obtiene:

$$\Delta Q = \frac{(1.5)(0.92)(17.009)}{8}$$

$$\Delta Q = 2.934m^3 / s$$



Por tanto el caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, de acuerdo con la formula (a), será:

$$Q_{50} = 17.009 + 2.93 \quad (\text{por la fórmula (a)})$$

$$Q_{50} = 19.943m^3 / s$$

Para un periodo de retorno de 25 años:

$$P = \frac{1}{25}(100) = 4\%$$

Para $C_s = 2.0226$ y $P = 4\%$ se encuentra $K = 2.255$

Para $C_v = 0.6742$ y $P = 4\%$ se obtiene $Er = 0.85$

Aplicando la formula (b):

$$Q_{MAX} = 5.736[(((2.255)(0.6742)) + 1)]$$

$$Q_{MAX} = 14.457m^3 / s$$

Mediante fórmula (C):

$$\Delta Q = \frac{(1.5)(0.85)(14.457)}{8}$$

$$\Delta Q = 2.30m^3 / s$$

Por lo tanto el caudal de diseño para un periodo de 25 años será:

$$Q_{25} = 14.457 + 2.3$$

$$Q_{25} = 16.76m^3 / s$$



AÑO HIDROLOGICO	MAX. INSTANT. (m ³ /s)	Qi/Qm	(Qi/Qm)-1	[(Qi/Qm)-1] ²
2003-2004	4.225	0.7366	-0.2634	0.0694
2004-2005	2.100	0.3661	-0.6339	0.4018
2005-2006	3.801	0.6627	-0.3373	0.1138
2006-2007	6.562	1.1440	0.1440	0.0207
2007-2008	8.081	1.4088	0.4088	0.1671
2008-2009	14.710	2.5645	1.5645	2.4477
2009-2010	3.860	0.6729	-0.3271	0.1070
2010-2011	2.550	0.4446	-0.5554	0.3085
SUMATORIA	45.889			3.6360

Tabla 7.2: registro de caudales máximos instantáneos anuales

Fuente: INETER

$$Q_m = \frac{45.889}{8}$$

$$Q_m = 5.736 \text{ m}^3 / \text{s}$$



7.2.2 Método del factor de frecuencia

El factor de frecuencia es una función del intervalo de recurrencia llamado

$$X = \bar{X} + \Gamma X, \text{ o sea } Qd = \bar{Q} + \Gamma K$$

De donde:

Qd : Caudal de diseño para un periodo de retorno dado

Q_{prom} : Caudal promedio de los máximos anuales

Γ : Desviación estándar

K : valor deducido de Potter mediante estudio de las distribuciones extremas de caudales picos de escorrentía, con base en el análisis del método de Pearson Tipo 1. De este estudio dedujo una serie de curvas K-T, según el número de años de registro y donde T es el periodo de retorno.

Los datos utilizados para este método son los valores de los caudales máximos anuales presentados en la tabla 7.1 y se muestran en la columna (2) tabla No.7.3 donde se han ordenado en forma ascendente por facilidad.

No.	CAUDALES MAXIMOS ANUALES (Q)	Q-Qprom	(Q-Qprom) ²
1	2.100	-3.921	15.375
2	5.550	-0.471	0.222
3	3.081	-2.940	8.644
4	3.860	-2.161	4.670
5	4.225	-1.796	3.226
6	6.562	0.541	0.293
7	8.081	2.060	4.243
8	14.710	8.689	75.497
SUMATORIA	48.169		112.170

Tabla 7.3: Caudales máximos anuales ordenados ascendentes

$$Q_{prom} = 48.169 / 8 = 6.021$$



$$\Gamma = \sqrt{\frac{112.170}{7}} = 4.003$$

- a. Caudal de diseño para un periodo de de retorno de 50 años.

El valor K se encuentra de las curvas de la figura antes mencionada para una curva de un periodo de registro de de 8 años y para $T=50$ años, el valor es $K=3.2$. Con este valor y con los otros valores de Q_{prom} y Γ antes encontrados se obtiene:

$$Q_{50} = Q_{prom} + [(\Gamma)(K)] = 6.021 + [(4.003)(3.2)]$$

$$Q_{50} = 18.831m^3 / s$$

- b. Caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años.

Procediendo de la misma manera anterior, se encuentra $K=2.5$ por lo que:

$$Q_{25} = 6.021 + [(4.003)(2.5)]$$

$$Q_{25} = 16.029m^3 / s$$

7.2.3 Método de Gumbel

Se basa en la teoría del valor más grande, y para caudales se toman como series parciales, las observaciones registradas en cada año y de ahí se toman los valores mayores, es decir los caudales máximos que se obtuvieron para cada año.

Entonces la serie de estos máximos valores, tiende a una función de repartición y en el método numérico se recurre a una distribución teórica de valores extremos del tipo doblemente exponencial de la forma

$$1 - \frac{1}{Tr} = e^{-e^{-y}}$$



Donde:

T_r : Periodo de retorno

e : Base de logaritmos neperianos

y : Variable

El caudal según este método esta expresado en por:

$$Q_d = \bar{Q} + \frac{\Gamma x}{\Gamma n} \left(y - \bar{y} n \right) \quad (\text{B-2})$$

Donde:

Q_d : Caudal de diseño para un periodo de retorno escogido

\bar{Q} : Caudal promedio

Γx : Desviación estándar

Γn y $\bar{y} n$: cantidades teóricas, son funciones del tamaño de la muestra

y : Variable reducida y se obtiene a partir de T_r

En este caso para los datos de caudales anuales, se hace la tabla que a continuación se muestra, ordenando los caudales en orden descendente.



No.	Qmax (m ³ /s)	P=m/(n+1) %	Xi- \bar{X}	(Xi- \bar{X}) ²
1	14.710	11.11	8.976	80.57
2	8.081	22.22	2.345	5.50
3	6.562	33.33	0.826	0.68
4	4.225	44.44	-1.511	2.28
5	3.860	55.55	-1.876	3.52
6	3.081	66.67	-2.655	7.05
7	2.550	77.78	-3.186	10.15
8	2.100	88.89	-3.636	13.22
SUMATORIA	45.169			122.97

Tabla 7.4: caudales máximos anuales

De la tabla anterior se calcula:

$$\Gamma x = \sqrt{\frac{122.97}{8-1}} = 4.19$$

$$\bar{Q} = \bar{x} = \frac{45.889}{8} = 5.736$$

Para n=8 se obtiene $\Gamma n = 1.0411$ y $\bar{Y} n = 0.5202$

Para un periodo de retorno de 25 años, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$1 - \frac{1}{Tr} = e^{-e^{-y}}$$

$$1 - \frac{1}{25} = e^{-e^{-y}}$$

$$0.96 = e^{-e^{-y}}$$

Se obtiene el valor de y , por medio de una serie de tanteos para diferentes valores asignados a “ y ”, encontrándose que $y = 3.20$.



Aplicando formula (B-2) se obtiene el caudal para un periodo de retorno de 25 años.

$$Q_{25} = 5.736 + \frac{4.19}{1.0411} (3.20 - 0.5202)$$

$$Q_{25} = 16.52 m^3 / s$$

7.3 Métodos hidrológicos

7.3.1 Método racional

Primeramente se determina el periodo de retorno que es el intervalo en años, en que determinada precipitación se espera que ocurra, o bien que este evento una vez cada N años, no necesariamente significa que el evento suceda a intervalos constantes de cada N años, mas bien existe 1/N de probabilidades que la crecida de N años ocurra dentro de cualquier periodo. En este tipo de estudios donde se trata de drenaje menor (alcantarilla en este caso) es común utilizar el criterio para un periodo de retorno de 25 años.

Debido a que la aplicación de este método se limita a cuencas no mayores de 5 km², se procedió a dividir la cuenca en sub-cuencas con ayuda de los planos geodésicos a escala 1:50 000.

Posteriormente se calcularon los caudales para cada una de estas sub-cuencas, en el respectivo punto de concentración del mismo con la formula:

$$Q = 0.2778CIA$$

Donde:

Q : Caudal en m^3 / s

I : Intensidad de lluvia de diseño en mm / hr

C : Coeficiente de escorrentía adimensional

A : Área de la cuenca en km^2



La intensidad de lluvia de diseño se obtiene a partir de la ecuación de intensidad-frecuencia-duración:

$$I = \frac{A}{(t_c + B)^N}$$

Donde:

A, B y N : Son coeficientes de cada estación pluviográfica, y se obtienen con los datos de intensidad de lluvia para diferentes duraciones y frecuencias.

t_c : Tiempo de concentración de la cuenca en estudio

Se utilizó la estación de Masaya, que es la estación principal más próxima a la cuenca en estudio, cuyos datos y análisis fueron proporcionados por INETER, con los parámetros siguientes:

AÑOS	A	B	N
10	1594.03	11.95	0.699
15	1668.04	11.39	0.674
25	1695.79	10.94	0.669

Tabla 7.5: Factores para la intensidad de lluvia

Fuente: INETER

El tiempo de concentración se calcula aplicando la fórmula del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano.

$$t_c = 0.0041K^{0.77}$$

Además;

$$K = \frac{3.28L}{\sqrt{S}}$$

L : Longitud del cauce principal en m

$S = \Delta h / L$: Pendiente promedio de la cuenca

Δh : Diferencia de altura en el cauce principal.



DATOS DE LA CUENCA EN ESTUDIO				
SUB-CUENCA	AREA (km ²)	LONGITUD DE RIIO (km)	Δh (m)	S (m/m)
1	1.696	1.719	55.000	0.032
2	1.407	1.785	60.000	0.034
3	1.040	0.226	5.000	0.022
4	1.617	1.934	65.000	0.034
5	1.493	0.871	85.000	0.098

Tabla 7.6: características de las sub-cuencas
Elaboración propia

Se calculan los valores de K para cada sub-cuenca:

$$K = 3.28 \frac{L}{\sqrt{S}}$$

$$K_1 = 3.28 \frac{1719}{\sqrt{0.032}} = 31519.17$$

$$K_2 = 3.28 \frac{1785}{\sqrt{0.034}} = 31752.11$$

$$K_3 = 3.28 \frac{226}{\sqrt{0.022}} = 4997.71$$

$$K_4 = 3.28 \frac{1934}{\sqrt{0.034}} = 24798.89$$

$$K_5 = 3.28 \frac{871}{\sqrt{0.098}} = 9125.97$$

Luego se determina el tiempo de concentración con los valores de K para cada sub-cuenca:

$$t_{co} = 0.0041K^{0.77}$$



$$t_{co1} = 0.0041(31519.17)^{0.77} = 11.93 \text{ min} \approx 12 \text{ min}$$

$$t_{co2} = 0.0041(31752.11)^{0.77} = 12 \text{ min}$$

$$t_{co3} = 0.0041(4997.71)^{0.77} = 2.89 \text{ min} \approx 3 \text{ min}$$

$$t_{co4} = 0.0041(24798.89)^{0.77} = 9.92 \text{ min} \approx 10 \text{ min}$$

$$t_{co5} = 0.0041(9125.97)^{0.77} = 4.59 \text{ min} \approx 5 \text{ min}$$

En los casos en donde los valores para el tiempo de concentración resultan muy pequeños, se recomienda adoptar como valores mínimos de $t_c = 10 \text{ min}$ para sectores rurales que es el caso de este estudio.

Para efectos de orden, se presentan a continuación en la tabla los datos de la cuenca, los valores de t_c y K calculados, además el cálculo de las intensidades de lluvia y los caudales para cada sub-cuenca, de acuerdo a las fórmulas descritas anteriormente.

Para los valores de coeficiente de escorrentías (C), se adoptó el valor de 0.40 considerando que se trata de una cuenca de vegetación ligera y con pendiente suave.



CALCULOS HIDROLOGICOS PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS								
CARACTERISTICAS DE LA CUENCA					CALCULOS HIDROLOGICOS			
SUB-CUENCA	AREA (km ²)	LONGITUD DE RIIO (km)	Δh (m)	S (m/m)	Tc (min)	C	I (mm/hr)	Q (m ³ /s)
1	1.696	1.719	55.000	0.032	12	0.40	208.51	39.30
2	1.407	1.785	60.000	0.034	12	0.40	208.51	32.60
3	1.040	0.226	5.000	0.022	10	0.40	221.63	25.61
4	1.617	1.934	65.000	0.034	10	0.40	221.63	39.82
5	1.493	0.871	85.000	0.098	10	0.40	221.63	36.77

Tabla 7.7: características de las sub-cuencas y cálculos hidrológicos

Elaboración propia

Encauzamiento de las corrientes o gastos de las sub cuencas y suma grafica de las mismas

1. El hidrograma de cada sub cuenca se formó al graficar el caudal vs. Tiempo y es por simplicidad un triángulo cuyas coordenadas son las siguientes:
 - a. El origen (0,0)
 - b. (Tiempo de concentración, caudal pico)
 - c. (Tiempo base o total $T_b,0$)

Según la bibliografía consultada, por estudio de muchas cuencas pequeñas se ha encontrado que puede asumirse que el tiempo de subida o de pico (T_p) del hidrograma es igual al tiempo de concentración, además se ha adoptado que el tiempo base o total es $T_b = 2.67T_p$, como valor medio para este tipo de cuencas.

Así para la sub cuenca A1 y de acuerdo con los datos el hidrograma triangular tiene las coordenadas siguientes:

- a. (0,0)
- b. (12, 39.30)



c. (32.04, 0) donde 32.04 es Tb y $Tb = (2.67)(12) = 32.04$

En la grafica 7.1, se muestra el hidrograma triangular de la sub cuenca A1 (línea solida), habiéndose procedido de igual manera para las otras sub cuencas.

El hidrograma triangular de la sub cuenca A1 se tiene que encauzar a través de la sub cuenca A3, y el método utilizado para ello es el de enrutamiento o encauzamiento de Muskingum.

Las ecuaciones de encauzamiento de Muskingum plantean que:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (\text{Ec. 2})$$

$$C_0 = \frac{-(K)(X) - (0.5t)}{K - (KX) + 0.5t} \quad (\text{Ec. 3})$$

$$C_1 = \frac{(K)(X) - (0.5t)}{K - (K)(X) + 0.5t} \quad (\text{Ec. 4})$$

$$C_2 = \frac{K - (K)(X) - (0.5t)}{K - (K)(X) + 0.5t} \quad (\text{Ec. 5})$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \quad (\text{Ec. 6})$$

En donde:

K : Tiempo de viaje de la ola a través del tramo, o sea que:

$$K = \frac{\text{LongitudDelTramo}}{\text{VelocidadEnElTramo}}$$

También se puede tomar el tiempo de concentración de la sub cuenca que va a atravesarse.

X : Varía de 0.1 a 0.3 en causas naturales, se tomará el valor promedio de 0.2

t : El intervalo de encauzamiento y puede ser igual al tiempo de concentración de la sub cuenca a transportarse o a cualquier otro intervalo de tiempo que se desee



I, O : Son valores simultáneos de gastos de entrada y gastos de salida respectivamente.

La ecuación (Ec. 2) únicamente puede ser correcta cuando se cumpla la ecuación (Ec. 6), es decir cuando la suma de las constantes es la unidad.

Para el encauzamiento de la corriente A1 a través de la sub cuenca de A3, se procede de la manera siguiente:

- a. La longitud de la cuenca A3 es de 226 m, y para pendientes suaves como es el caso se adopta una velocidad promedio de 3 m/s, por lo que:

$$K = \frac{226}{(3)(60)} = 1.26 \text{ min}$$

- b. t va a ser igual a: $t = \frac{Tc}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ min}$ que es el tiempo de concentración de A1 dividido entre dos; es decir que se consideró un intervalo de tiempo igual a la mitad del tiempo de concentración de A1.

- c. El valor $X = 0.20$

Aplicando estos valores a las ecuaciones de Muskingum:

$$1. C_0 = \frac{-(K)(X) - (0.5t)}{K - (K)(X) + 0.5t}$$

$$C_0 = \frac{-(1.26)(0.20) - (0.5)(6)}{1.26 - (1.26)(0.20) + (0.5)(6)}$$

$$C_0 = 0.686459$$

$$2. C_1 = \frac{(K)(X) + (0.5t)}{K - (K)(X) + (0.5t)}$$

$$C_1 = \frac{(1.26)(0.20) + (0.5)(6)}{1.26 - (1.26)(0.20) + (0.5)(6)}$$



$$C_1 = 0.811876$$

$$3. C_2 = \frac{K - (K)(X) - 0.5t}{K - (K)(X) + 0.5t}$$

$$C_2 = \frac{1.26 - (1.26)(0.20) - (0.5)(6)}{1.26 - (1.26)(0.20) + (0.5)(6)}$$

$$C_2 = -0.498335$$

Por lo que:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

$$0.686459 + 0.811876 - 0.498335 = 1$$

$$1 = 1 \quad (\text{Se cumple Ec.6})$$

Luego se procedió a sacar los diferentes valores de Q según variaba el tiempo en el hidrograma triangular de la sub cuenca A1 es decir los valores de Q para $t_c/2, t_c, 3t_c/2, 2t_c$, (más adelante se muestran estos valores junto a las graficas de cada hidrograma transportado). Con estos valores y las constantes C_0, C_1 y C_2 anteriormente obtenidos se procedió a efectuar los cálculos para encauzamiento, usando la formula (Ec.2) obteniendo por sustitución, los valores que también se muestran junto a esas graficas.

Ejemplo: primero I, O , valen cero, por lo que:

$$1. O_2 = (0.686459)(20)$$

$$O_2 = 13.73m^3 / s$$

2. Ahora $O_1 = 13.73$ de lo que

$$O_2 = (0.686459)(39.3) + (0.811876)(20) + (-0.498335)(13.73)$$



$$O_2 = 36.37m^3 / s$$

3. Ahora $O_1 = 36.37$ de lo que:

$$O_2 = (0.686459)(27) + (0.811876)(39.3) + (-0.498335)(36.37)$$

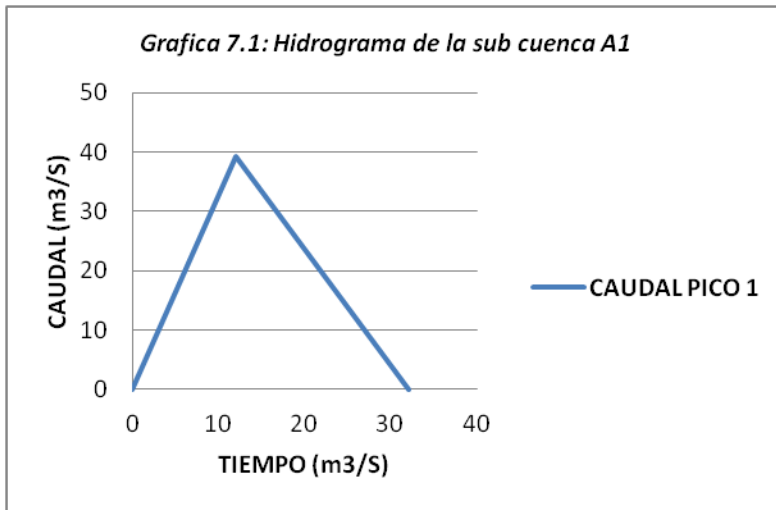
$$O_2 = 32.31m^3 / s$$

Y así sucesivamente obteniéndose los valores que se muestran en cada una de las tablas. Estos valores se grafican y resulta el hidrograma triangular transportado, como puede verse en las gráficas 7.6 – 7.12.

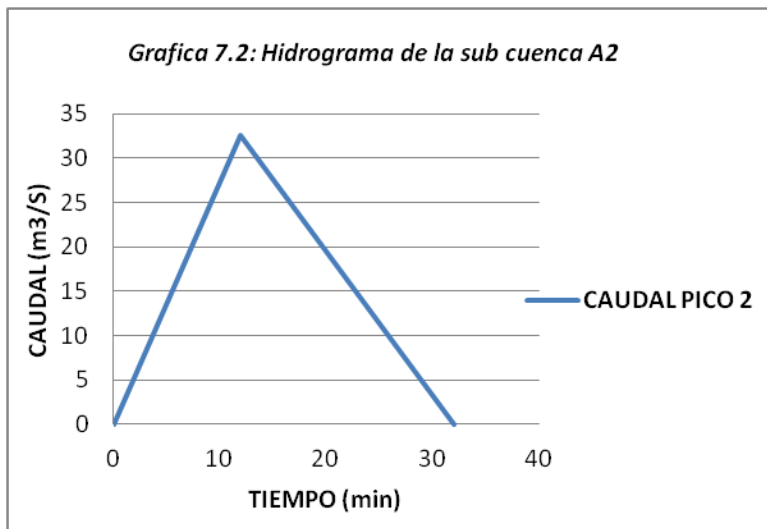
El mismo procedimiento se utilizó para transportar A2 a través de A3, para obtener el hidrograma resultante en A3 se procede a la suma gráfica de ordenada con ordenada de los hidrograma transportado de A1 y A2 mas el hidrograma unitario de A3. Luego se transporta A4 a través de A5.

Finalmente se encuentra el hidrograma final en la sub-cuenca A5, que es la suma grafica de ordenada con ordenada del hidrograma resultante en la sub-cuenca A3 más el hidrograma transportado de la sub-cuenca A4 a través de A5, más el hidrograma unitario de la sub-cuenca A5.

El caudal pico en este hidrograma final es que interesa, el cual es el caudal de diseño que dio como resultado $Qd = 171.85m^3 / s$

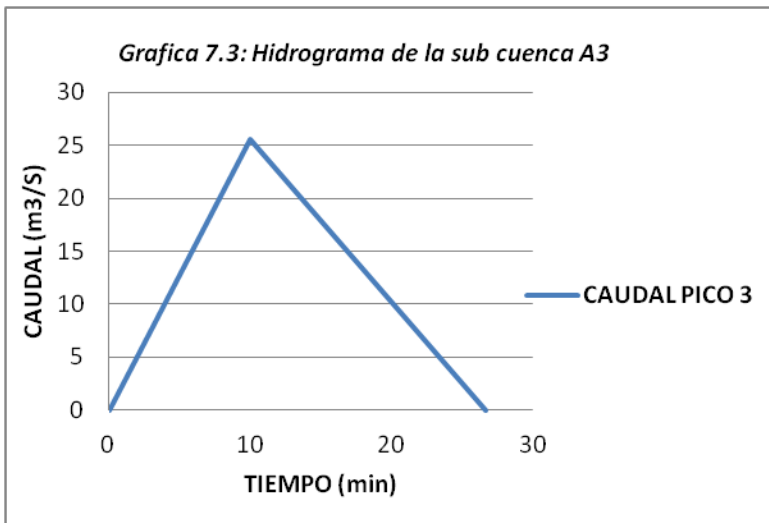


Fuente: Elaboración propia



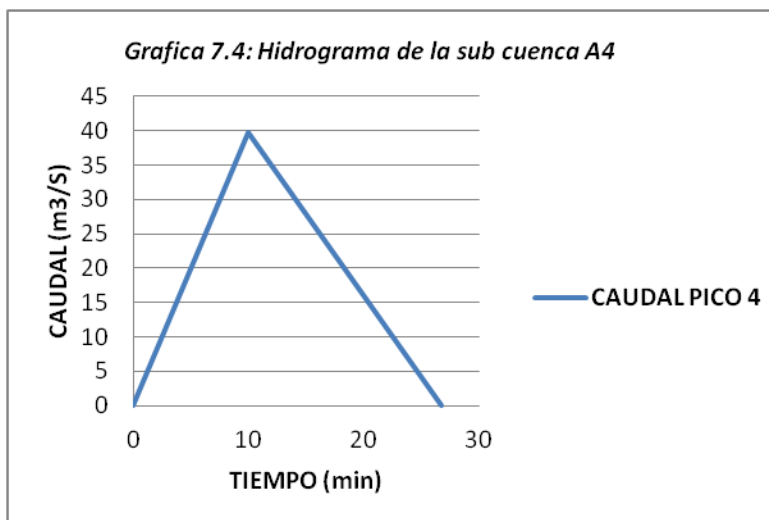
TIEMPO (min)	CAUDAL(m³/s)
0	0
12	32.6
32.04	0

Fuente: Elaboración propia



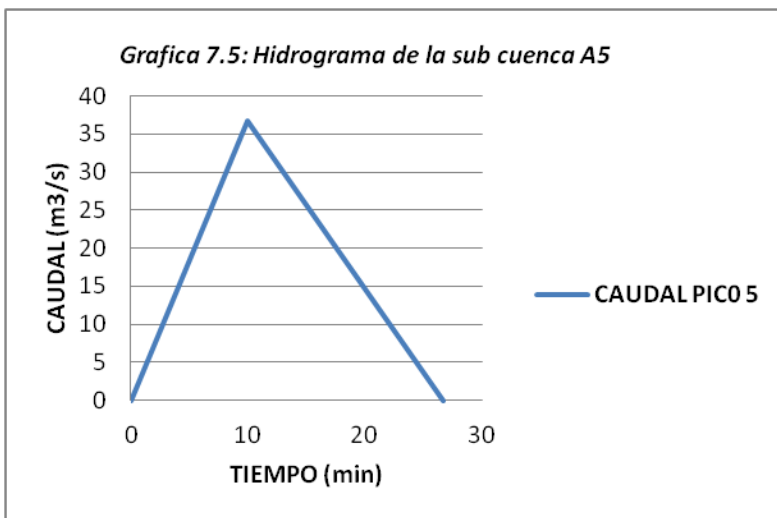
TIEMPO (min)	CAUDAL(m ³ /s)
0	0
10	25.61
26.7	0

Fuente: Elaboración propia



TIEMPO (min)	CAUDAL(m ³ /s)
0	0
10	39.82
26.7	0

Fuente: Elaboración propia



TIEMPO (min)	CAUDAL(m ³ /s)
0	0
10	36.77
26.7	0

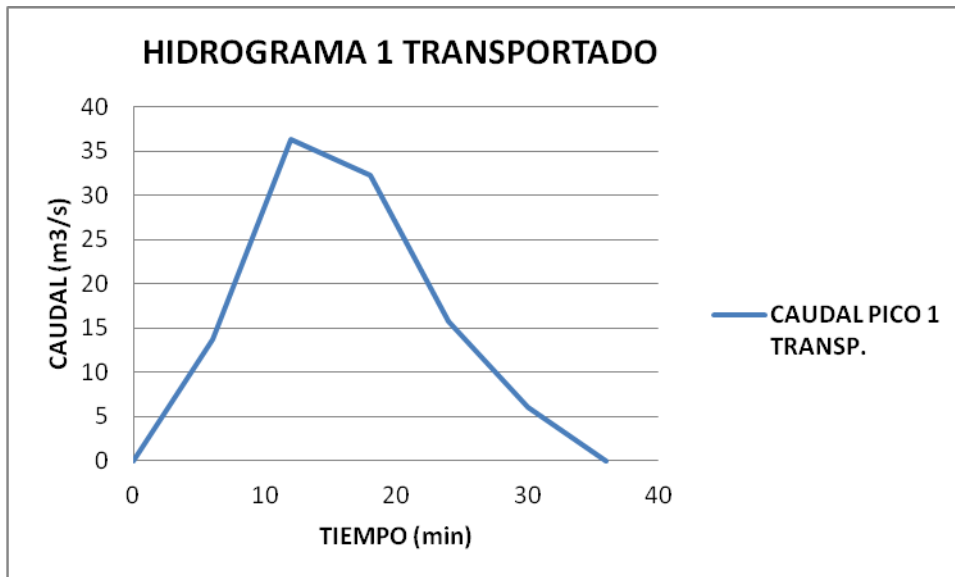
Fuente: Elaboración propia

HIDROGRAMA 1 TRANSPORTADO					
Co	C1	C2	K	t	x
0.686459	0.811876	-0.498335	1.26	6	0.20

TIEMPO	I (m ³ /s)	TIEMPO(min)	O (m ³ /s)
0	0	0	0
Tc/2	20	6	13.73
Tc	39.3	12	36.37
3/2Tc	27	18	32.31
2Tc	14.5	24	15.77
5/2Tc	3	30	5.97
3Tc	0	36	0.00

Tabla 7.8: calculo de parámetros para el Hidrograma transportado 1

Fuente: Elaboración propia



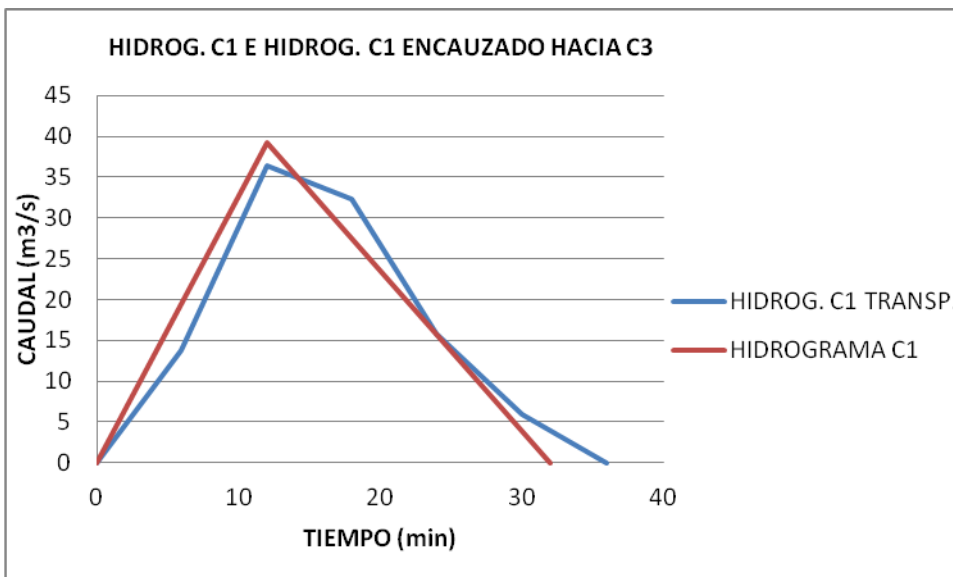
Gráfica 7.6: hidrograma transportado de la sub cuenca A1 hacia la sub cuenca A3

Fuente: elaboración propia

TIEMPO (min)	CAUDAL(m ³ /s)	TIEMPO(min)	O (m3/s)
0	0	0	0
12	39.3	6	13.73
32.04	0	12	36.37
		18	32.31
		24	15.77
		30	5.97
		36	0

Tabla 7.9: Datos de hidrograma unitario e hidrograma transportado hacia A3

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 7.7: Hidrograma unitario e hidrograma transportado de sub cuenca A1

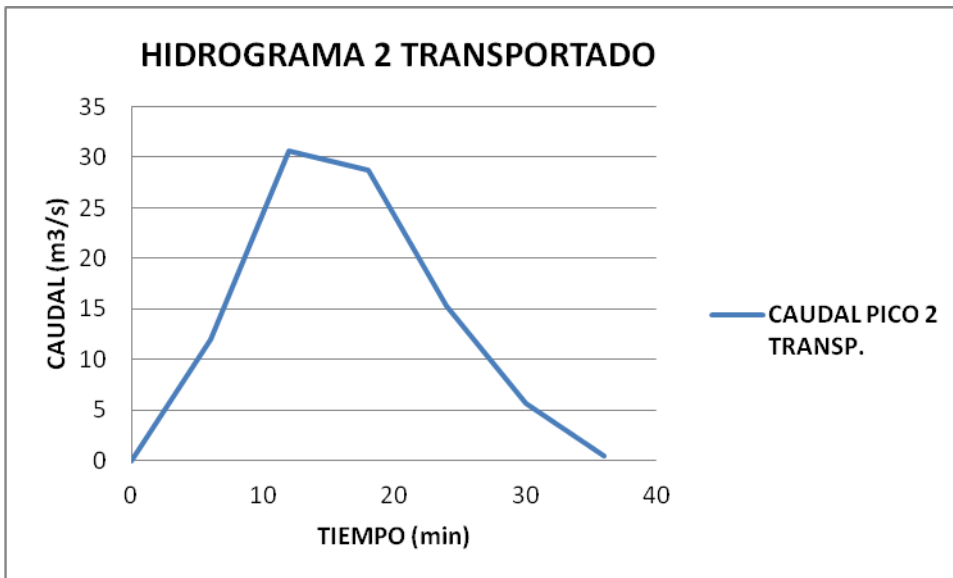
Fuente: elaboración propia

HIDROGRAMA 2 TRANSPORTADO					
Co	C1	C2	K	t	x
0.686459	0.811876	-0.498335	1.26	6	0.20

TIEMPO	I (m3/s)	TIEMPO(min)	O (m3/s)
0	0	0	0
Tc/2	17.5	6	12.01
Tc	32.6	12	30.60
3/2Tc	25.5	18	28.72
2Tc	13	24	15.31
5/2Tc	4	30	5.67
3Tc	0	36	0.42

Tabla 7.10: Cálculo de parámetros para el hidrograma transportado 2

Fuente: Elaboración propia



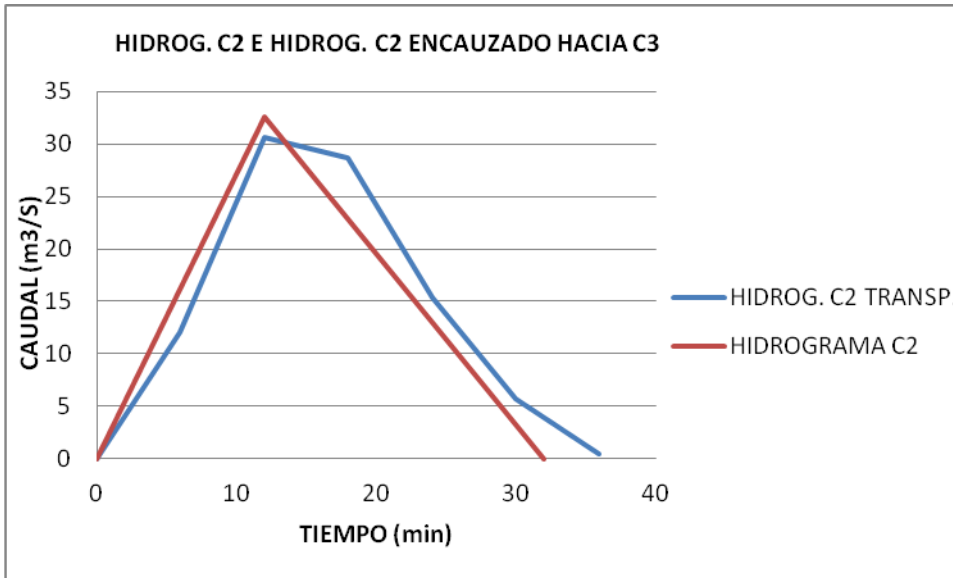
Gráfica 7.8: hidrograma transportado de la sub cuenca A2 hacia la sub cuenca A3

Fuente: Elaboración propia

TIEMPO (min)	CAUDAL(m ³ /s)	TIEMPO(min)	O (m3/s)
0	0	0	0
12	32.6	6	12.01
32.04	0	12	30.60
		18	28.72
		24	15.31
		30	5.67
		36	0.42

Tabla 7.11: Datos de hidrograma unitario A2 e hidrograma transportado hacia A3

Fuente: Elaboración propia

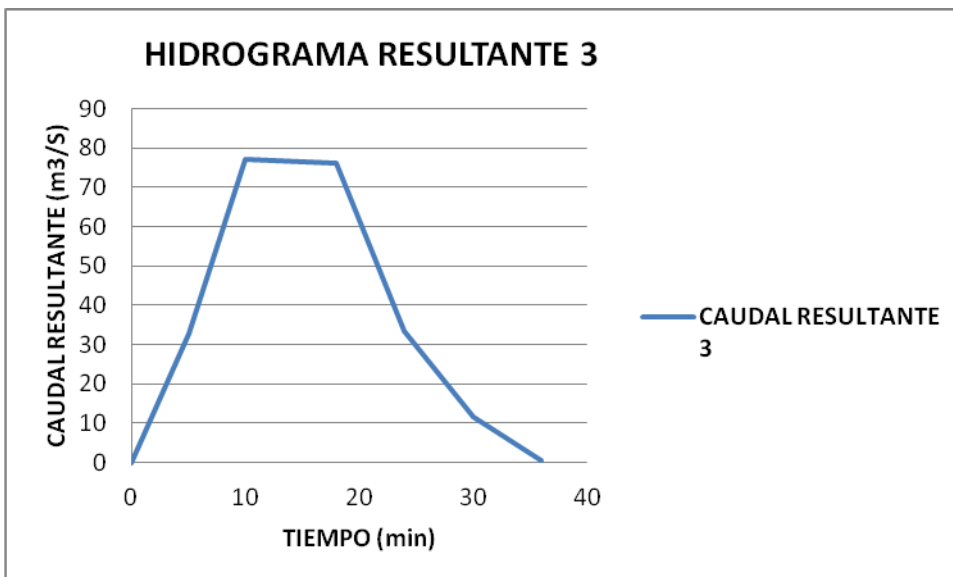


Gráfica 7.9: Hidrograma unitario e hidrograma transportado de sub cuenca A2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7.12: Datos para el hidrograma resultante en A3

TIEMPO(min)	Q (m3/s)
0	0
5	32.8
10	77.11
18	76.04
24	33.58
30	11.64
36	0.42



Gráfica 7.10: Hidrograma resultante en la sub cuenca A3

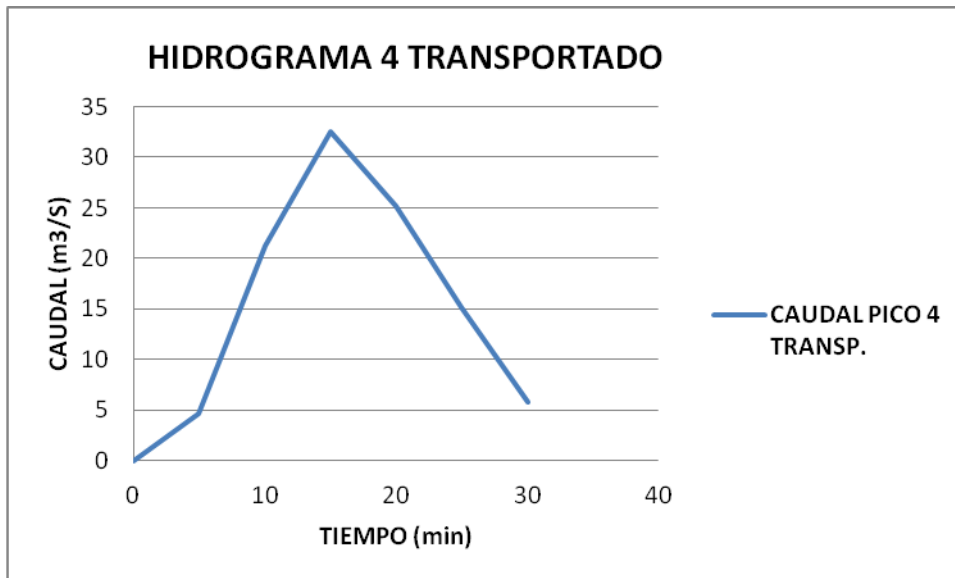
Fuente: Elaboración propia

HIDROGRAMA 4 TRANSPORTADO					
Co	C1	C2	K	t	x
0.240495	0.544297	0.215208	4.84	5	0.20

TIEMPO	I (m ³ /s)	TIEMPO(min)	O (m ³ /s)
0	0	0	0
Tc/2	19.5	5	4.69
Tc	39.82	10	21.20
3/2Tc	26.25	15	32.55
2Tc	16	20	25.14
5/2Tc	4.5	25	15.20
3Tc	0	30	5.72

Tabla 7.13: Calculo de parámetros para el hidrograma transportado 4

Fuente: Elaboración propia



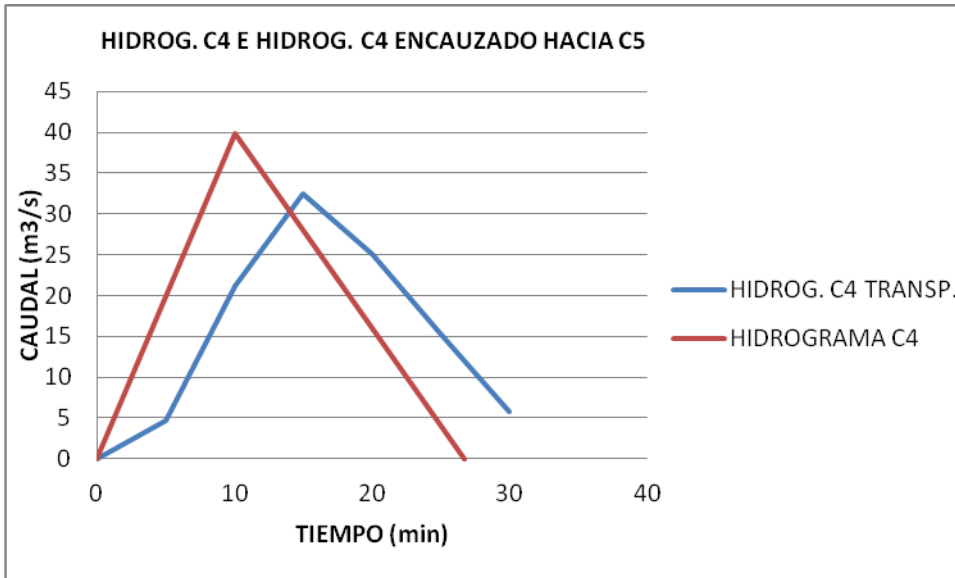
Gráfica 7.11: hidrograma transportado de la sub cuenca A4 hacia la sub cuenca A5

Fuente: Elaboración propia

TIEMPO (min)	CAUDAL(m ³ /s)	TIEMPO(min)	O (m3/s)
0	0	0	0
10	39.82	5	4.69
26.7	0	10	21.20
		15	32.55
		20	25.14
		25	15.20
		30	5.72

Tabla 7.14: Datos de hidrograma unitario A4 e hidrograma transportado hacia A5

Fuente: Elaboración propia

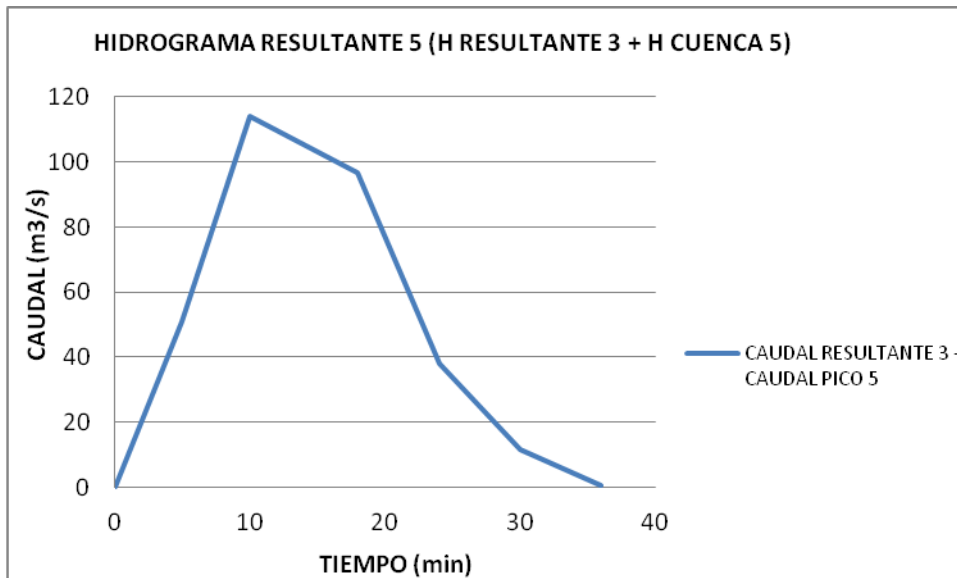


Gráfica 7.12: Hidrograma unitario e hidrograma transportado de sub cuenca A4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7.15: Datos para el hidrograma resultante A3+A5

TIEMPO(min)	O (m3/s)
0	0
5	51.2
10	113.88
18	96.54
24	38.08
30	11.64
36	0.42

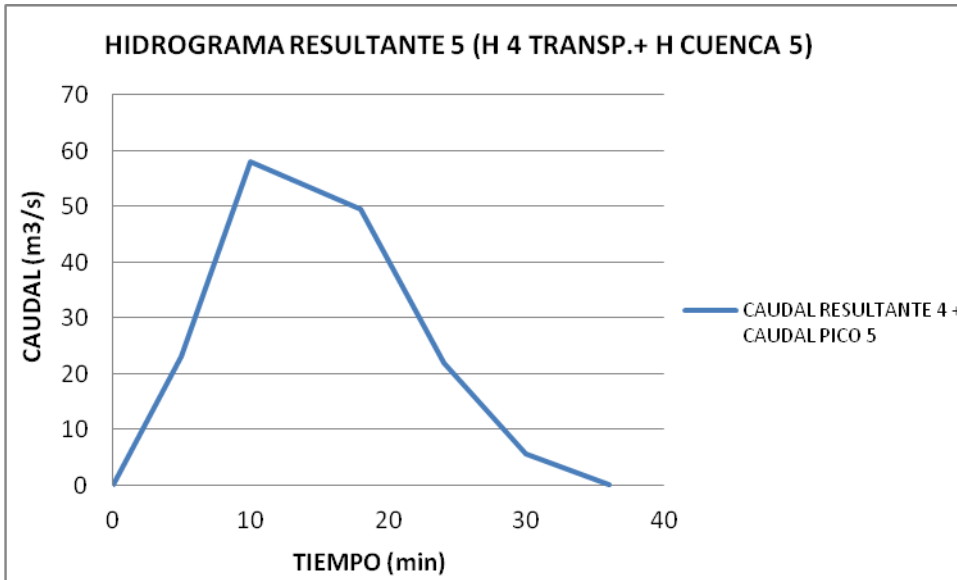


Gráfica 7.13: Hidrograma resultante en la sub cuenca A3+hidrograma unitario A5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7.16: Datos para el hidrograma resultante A4+A5

TIEMPO(min)	Q (m³/s)
0	0
5	23.09
10	57.97
18	49.5
24	22
30	5.72
36	0

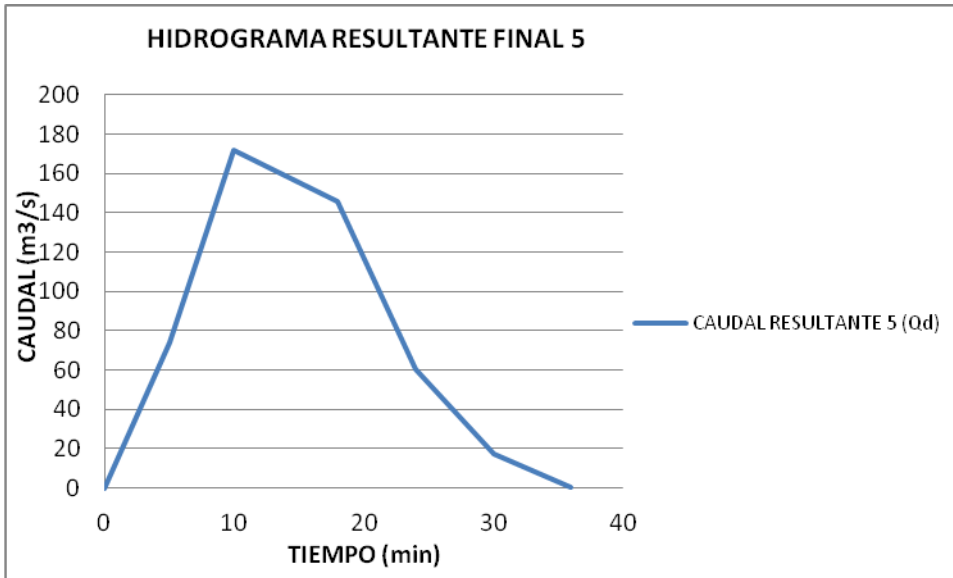


Gráfica 7.14: Hidrograma unitario en la sub cuenca A4+hidrograma unitario A5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7.17: Datos para el hidrograma resultante en el punto de estudio

TIEMPO(min)	Q (m3/s)
0	0
5	74.29
10	171.85
18	146.04
24	60.08
30	17.36
36	0.42



Gráfica 7.15: Hidrograma resultante final en el punto de estudio

Fuente: Elaboración propia

Como puede observarse, este gráfico final es el resultado de la suma gráfica en el cual el caudal pico o máximo es el caudal de diseño y el que interesa siendo este de $171.85 \text{ m}^3/\text{s}$.



7.3.2 Método del hidrograma unitario

Para la cuenca en estudio existe, como se había mencionado anteriormente una estación de aforo con registros limnigráficos y limnimétricos para un periodo de 8 años, habiéndose procedido de la manera siguiente.

- a. Se seleccionaron varios hidrograma (altura de la corriente vs. Tiempo) que se consideraron adecuados y típicos
- b. Se buscaron los registros pluviográficos de las lluvias que pudieron originar dichas crecidas. Aquí solamente un registro correspondió a la hora de la crecida (con el registro de la lluvia y el tiempo de duración de la misma que fue 1 hora, y por ser una cuenca menor de 200km², esta se puede aceptar como buena
- c. Con el limnigrama seleccionado y la curva de descarga de la estación, se procedió a dibujar el hidrograma de la crecida (gráfica 7.17).

La ecuación de la curva de descarga para ese periodo es:

$$Q = 7.20(h - 0.55)^{1.50}$$

Donde:

Q : Caudal instantáneo en m^3 / s

h : Altura de la corriente

- d. Al hidrograma de la crecida, se le separó el flujo base (subterráneo + superficial) mediante el método de la línea recta (graficando el hidrograma de la crecida en papel logarítmico-normal y localizando el punto sobre la curva de decrecimiento donde haya un cambio de pendiente apreciable).
- e. Separado el flujo de base se procedió a graficar el hidrograma de la escorrentía (gráfica 7.16).



- f. Se dividió el hidrograma de la escorrentía en franjas y se encuentran las ordenadas medias, valores de la columna (2) (tabla No.7.18). la columna (1) es la abscisa correspondiente para cada ordenada.
- g. Para encontrar las ordenadas como porcentaje del volumen total se divide cada ordenada de la columna (2) entre la sumatoria de la misma columna, obteniéndose el porcentaje de volumen
- h. Se traza el diagrama de distribución (gráfica. No. 7.18) que no es nada más que tiempo vs %volumen.
- i. Se determina el volumen total de la escorrentía que corresponde al área bajo el hidrograma de la escorrentía. Puede obtenerse trazando de la misma o de la manera siguiente: se toma la sumatoria de la columna (2) y se multiplica por el periodo en que se dividió así; $VolumenEscorrentia = (4.29)(0.67hr)(3600s)$

$$V = 10347.5m^3$$

Nota: $0.67hr = 40\text{ min}$

- j. Se determina la lluvia neta (P_n), o sea la lluvia transformada en forma de escorrentía así:

$$P_n = \frac{VolumenEscorrentia}{AreaDeLaCuenca}$$

$$P_n = \frac{(10347.5m^3)(1km^2)}{(7.25km^2)(1x10^6 m^2)} = 1.43x10^{-3} m = 1.43mm$$

Es un valor muy bajo, debido a que de los dos pluviómetros existentes uno de ellos tenía varios meses de no funcionar y el otro no estuvo trabajando, durante ese tiempo no se logró obtener datos de los mismos acerca de la distribución de la lluvia en la cuenca por lo que puede ser posible que no se haya distribuido uniformemente o que haya llovido solo en un sector.



- k. Se encuentran las ordenadas en $m^3/s/km^2/mm$, que serán los valores de la columna (4), los cuales se encuentran al dividir los correspondientes de la columna (2) entre el área de la cuenca y la altura de la lluvia neta (P_n).

Ejemplo:

Para abscisa 18:20 será: $\frac{0.55}{(7.25)(1.43)} = 53.05$

ABCISA	ORDENADAS			
	HORA	m ³ /s	%V	m ³ /s/km ² /mm
18:20	0.55	12.82	0.05305	6.78
19:00	1.38	32.17	0.13311	17.00
19:40	1.07	24.94	0.10321	13.18
20:20	0.72	16.79	0.06945	8.87
21:00	0.43	10.02	0.04148	5.30
21:40	0.14	3.26	0.01350	1.72
SUMATORIA	4.29			

Tabla 7.18: registros pluviográficos y cálculo de caudales

Fuente: INETER y elaboración propia (caudales)

7.3.2.1 Determinación de la crecida de diseño para un periodo de retorno de

25 años

- I. Se calcula la intensidad de lluvia de acuerdo al periodo de retorno y al tiempo de subida del hidrograma o al tiempo de concentración según otros autores. Para este caso el tiempo de subida es igual a 1 hora igual al tiempo de concentración e igual a la duración del aguacero unitario.

De acuerdo al tiempo de concentración y para un periodo de retorno de 25 años se aplica la ecuación No.1 para encontrar la intensidad, la cual según se



ha visto da $i = 43.02\text{mm/hr}$, y con una duración de una hora se obtiene que la lluvia total es:

$$P = 43.02\text{mm}$$

m. Determinación de la capacidad de infiltración

Al no existir curva de capacidad de infiltración mínima para esta cuenca y también por el hecho de ser objetable el resultado de la lluvia neta, no se determinó la capacidad de infiltración, pero según el Hidrology Handbook ASCE, Manual 28, 1949, la capacidad de infiltración después de 1 hora de lluvia varía desde 0.01 pulg/hr para suelos de arcilla pesada, hasta 1.0 pulg/hr para suelos arenosos, y que en un bosque permanente o una cubierta de pastizal en buena condición, aumentará estas velocidades de 3 a 7 veces; por lo que de acuerdo a las características de la cuenca en estudio, para este análisis se decidió tomar una capacidad de infiltración de 1.0 pulg/hr = 25.4 mm/hr y para una duración de lluvia de 1 hora la infiltración es igual a 25.4 mm.

Entonces la lluvia neta será:

$$P_n = 43.02 - 25.4$$

$$P_n = 17.62\text{mm}$$

- n. De acuerdo a esta lluvia neta con los valores de la columna (4) de la tabla No.11 y para esta área de 7.25 km² se obtiene los valores de la columna (5) de dicha tabla.

Ejemplo:

Para abscisa 18:20 el caudal será

$$Q = (0.05305)(7.25)(17.62)$$

$$Q = 6.78\text{m}^3 / \text{s}$$

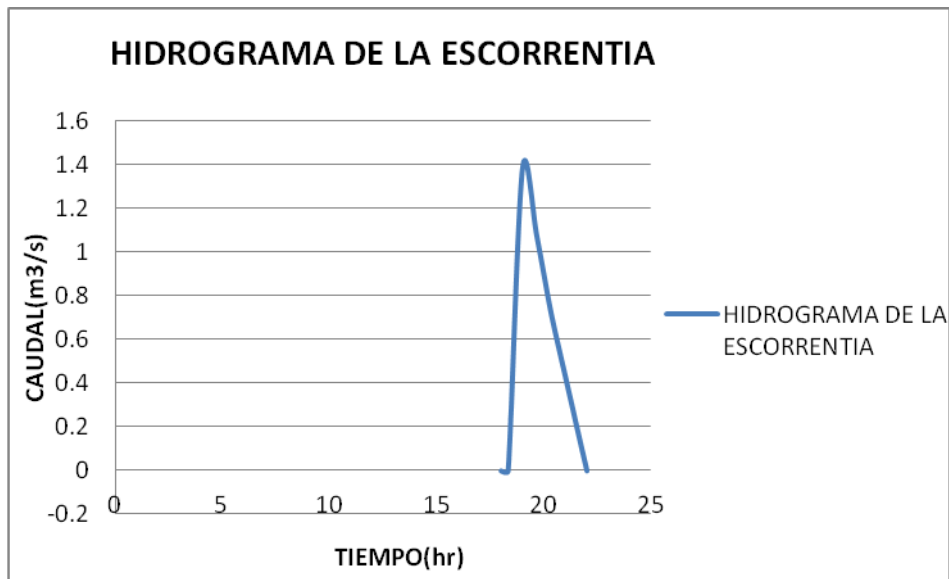


Y así sucesivamente. El caudal que en este estudio interesa es el caudal pico que corresponde a la abscisa 19:00 horas y es igual a:

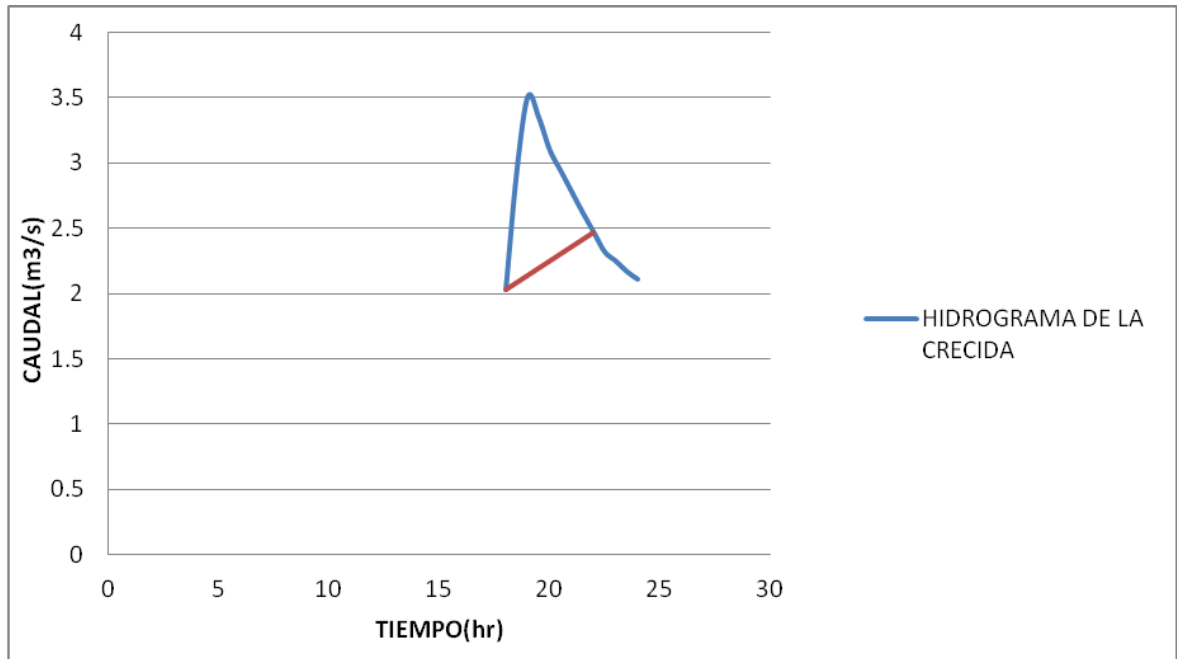
$$Q = 17.00m^3 / s$$

Añadiéndole el correspondiente flujo base al final nos queda que el caudal de diseño es:

$$Q = 19.15m^3 / s$$



Gráfica 7.16: Hidrograma de la escorrentía
Elaboración propia



Gráfica 7.17: Hidrograma de la crecida
Elaboración propia



8. Evaluación comparativa

De acuerdo a los resultados obtenidos, se puede formar una tabla para comparar los resultados de los gastos de diseño obtenidos por los diferentes métodos aquí aplicados para un periodo de retorno de 25 años.

NATURALEZA DEL METODO	METODO O FORMULA	CAUDAL EN m ³ /S
Empíricos	Talbot	25.87
	Creager	5.72
	Soimeni	259.40
Estadísticos	Lebediev	16.76
	Factor de frecuencia	16.03
	Gumbel	16.52
Hidrológicos	Racional	171.85
	Hidrograma unitario	19.15

De la tabla anterior puede observarse que existe una gran discrepancia entre todos los métodos. Haciendo la observación en que los métodos estadísticos todos dieron resultados similares.

De los métodos empíricos se puede decir que:

Este método, al dar como resultado el área hidráulica de alcantarilla necesaria, no toma en cuenta tampoco la pendiente que va a tener la misma ya que en que mayor sea esta capacidad tendrá la alcantarilla.

Este método mientras más grande sea el área mayor serán los valores de los caudales en relación al aumento del área. Debe usarse a falta de toda información (no se incluye el área ya que esta es fácilmente determinable) y si se aconseja un reconocimiento de la cuenca, de las señales en los cauces o corrientes y además se necesita de mucho criterio.



El método de Creager, el cual se utilizó aquí en base a sus registros de caudales máximos observados, se ve claramente el coeficiente C es una función de estos, ya

$$\text{que } C = \frac{Q}{K}$$

Cuando no hay ninguna clase de registros, el coeficiente C de Creager es de difícil determinación. La formula de Soimeni y la curva envolvente de crecidas se usan con fines comparativos, da valores muy grandes, sobre todo para áreas pequeñas como la cuenca en estudio. Basados en las características de la ecuación y en la de la curva respectivamente, deben usarse para áreas grandes y solamente para comparación, ya que puede observarse que la tendencia de la curva en el caso de la envolventes puede dar caudales específicos mayores a medida que disminuye el área y en el caso de la formula sucede el mismo fenómeno .

Los métodos estadísticos

Puede observarse que estos dieron resultados, como consecuencia de los datos con los que se trabajo. Como mencionamos anteriormente no hubo casi discrepancia entre ellos, pero el problema de estos métodos es que la extrapolación de las curvas de distribución que implican estos métodos puede ser poco adecuada, especialmente cuando el numero de las crecidas observadas es pequeño, por lo tanto es recomendable que se apliquen cuando haya buen numero de años de registro y en los textos se recomienda un mínimo de 20 años.

Por otro lado hay que tener cuidado con datos, sobre todo de crecidas muy grandes, ya que muchas veces estas son calculadas por extrapolación. Al sobrepasar estas los niveles a que fueron evaluadas, las curvas de descarga. Es claro que debe aplicarse además si las características de la cuenca no han sufrido a través del periodo de registro cambios que afecten su comportamiento.



Métodos Hidrológicos

Método Racional

Este método da valores algo altos, mucho mayores que el método de Talbot. Es recomendable usarlo para cuencas de hasta 4 km² máximo. Se necesita para este método disponer de información de curvas de intensidad – duración – frecuencia para la cuenca, pudiendo utilizarse curvas de cuencas cercanas y con las mismas características de pluviosidad.

Para cuencas mayores a 4 km² se debe utilizar por el método de de división en sub – cuencas y transporte de caudales como se aplico en este estudio aunque es un método relativamente laborioso se obtienen los valores más reales. En general este método puede aplicarse, bajo las mismas condiciones de información que el método racional, aplicado de una sola vez.

Respecto al método del hidrograma unitario, en nuestro caso dio valores un tanto pequeños, aunque se dice que es uno de los que da valores más reales, hay que tener cuidado en cuanto a la selección de la lluvia, pues debe existir una buena red pluviométrica para determinar la distribución uniforme de la lluvia, se recomienda para aéreas grandes, la realidad es que cuanto más grande sea el área, mas difícil es lograr esta uniformidad. Además puede objetarse que no hay un criterio uniforme en cuanto a la separación del flujo base. Por otro lado en este caso igual que en el caso del método racional, se necesitan para el diseño, las curvas de intensidad – duración – frecuencia. Para una buena aplicación de este método, se necesitan que haya por lo menos 3 crecidas o hidrograma de los mismos que sea característicos y simples, además que exista una buena red pluviométrica, haciendo énfasis en la selección adecuada de la lluvia unitaria



9. Diseño de la alcantarilla

El presente capítulo tiene por objetivo presentar los principios hidráulicos fundamentales involucrados en el diseño de alcantarillas con control de entrada.

El diseño de alcantarillas con control de entrada tiene su aplicación básicamente en carreteras rurales en donde el efecto de inundaciones controladas no genera mayores problemas y son fenómenos que se dan cuando se presentan caudales para el periodo de diseño.

El control de entrada se define como el tirante máximo que el diseñador determina a la entrada de la alcantarilla previo análisis del efecto que este pueda causar aguas arriba de la alcantarilla, en las vecindades de esta o al camino mismo, tiene como propósito reducir el diámetro de las alcantarillas o el dimensionamiento transversal de las cajas, y consecuentemente el costo de construcción del proyecto.

9.1 Factores que condicionan el diseño hidráulico

Una alcantarilla es una estructura que tiene por objetivo principal sortear un obstáculo al paso del agua. En la mayoría de los casos se aplican al diseño vial, es decir, cuando el flujo es interceptado por un camino o una vía de ferrocarril.

Cuando se realiza el diseño geométrico de un camino, el mismo, normalmente se interpone en el movimiento natural de escurrimiento de las aguas de la zona de emplazamiento. En la ladera de una montaña, se interpone en el camino de escurrimiento de las aguas que bajan por la montaña. Cuando atraviesan un arroyo, un río, o cualquier otro canal, y aún en los paisajes más llanos la topografía del terreno obliga al movimiento del agua en alguna dirección. El camino, en la mayoría de los casos constituye un verdadero obstáculo al paso del agua.

En el presente capítulo se dispone del caudal de diseño de la alcantarilla. El mismo fue calculado con anterioridad. Normalmente se adopta para la alcantarilla el caudal producido por una tormenta con un tiempo de retorno de 25 años, dependiendo



básicamente del grado de daños que podría ocasionar una falla funcional de la alcantarilla. También se asume en este capítulo que se conocen las características geométricas del obstáculo que atraviesa la alcantarilla. Por ejemplo, se conoce la altura del terraplén del camino que se va a atravesar. Además, deben ser tenidos en cuenta otros factores, como por ejemplo el paquete estructural del camino, que incluye capas de distintos materiales y densidades.

En general, conviene evitar el contacto del agua con el paquete estructural. Por esta razón se exige que el nivel del agua a la entrada de la alcantarilla no supere un cierto límite asociado a la conservación física del camino. Por otro lado, es importante considerar la resistencia de la alcantarilla para que pueda soportar el peso de la tapada de tierra que la confina. Esto podría condicionar el material empleado en la alcantarilla. Con esto quiere ponerse de manifiesto que existen varios factores que se condicionan el dimensionamiento hidráulico de las alcantarillas, factores que se analizan a cada caso en particular, y que están fuertemente ligados a la experiencia del proyectista.

Es evidente que en toda obra de ingeniería se procura maximizar la relación beneficio-costos, por lo que el factor económico desempeña un rol principal en la selección de la alcantarilla más adecuada al problema planteado.

Por último, cabe mencionar que los casos atendidos en este capítulo corresponden a las situaciones que se presentan más comúnmente en el diseño, en lo que respecta al material y forma de las alcantarillas. Cualquier modificación sobre la misma deberá ser contemplada con el criterio adecuado, o bien, consultado en bibliografía más específica. En este sentido se asume que todas las alcantarillas tienen sección transversal uniforme, con forma circular, ovalada o bóveda, tanto de hormigón como metálicas; y de sección rectangular, sólo de hormigón. La entrada puede consistir en el conducto de la alcantarilla prolongado fuera del terraplén (embocadura saliente), o cortado en bisel, según la pendiente de los taludes.



Algunas alcantarillas tienen muros de cabecera, de ala y plateas de entrada, o entradas “standard” metálicas, o de hormigón.

En síntesis, el diseño de alcantarillas consiste en determinar el tipo de sección, material y embocadura de alcantarilla que, para la longitud y pendiente que posee, sea capaz de evacuar el caudal de diseño, provocando un nivel de agua en la entrada que no ponga en peligro de falla estructural, ni funcional la estructura que se desea atravesar optimizando los recursos disponibles. Es decir, buscar la solución técnico-económica más conveniente.

Como se verá más adelante, el procedimiento para el diseño de alcantarillas no sigue un camino único y exacto, sino que, por el contrario, es iterativo. La solución óptima no existe, sino que existen un conjunto de alternativas que resuelven el problema planteado. Además de los factores mencionados, puede variarse la ubicación y posición de la alcantarilla, lo cual modifica longitudes y pendiente, etc. El criterio y buen juicio del Ingeniero darán la última palabra.

9.2 Flujo con control de entrada

En el flujo con control de entrada el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de entrada a la alcantarilla, quedando hacia aguas arriba de dicha sección un remanso en flujo subcrítico, y aguas abajo, un flujo supercrítico. De modo que lo que ocurre desde la sección hacia aguas arriba, tiene influencia en el nivel a la entrada de la alcantarilla, pero no tiene ninguna influencia lo que ocurre aguas abajo de dicha sección.

Por eso, las variables que intervienen en este tipo de flujo son:

- Tipo y dimensiones de la sección transversal. Ej.: circular con diám=2m.
- Geometría de la embocadura. Ej.: Con alas a 30° con respecto al eje.
- Nivel de agua a la entrada. Se utiliza la altura H_e



Si bien no es sencillo predefinir cuando un flujo tendrá control de entrada, los casos más típicos son aquellos en los cuales:

- La entrada está descubierta y la pendiente es supercrítica (Fig.1), pudiendo o no fluir llena la sección en parte del conducto.
- La entrada está sumergida, y sin embargo no fluye lleno el conducto (Fig.2), pudiendo ser subcrítica o supercrítica la pendiente.

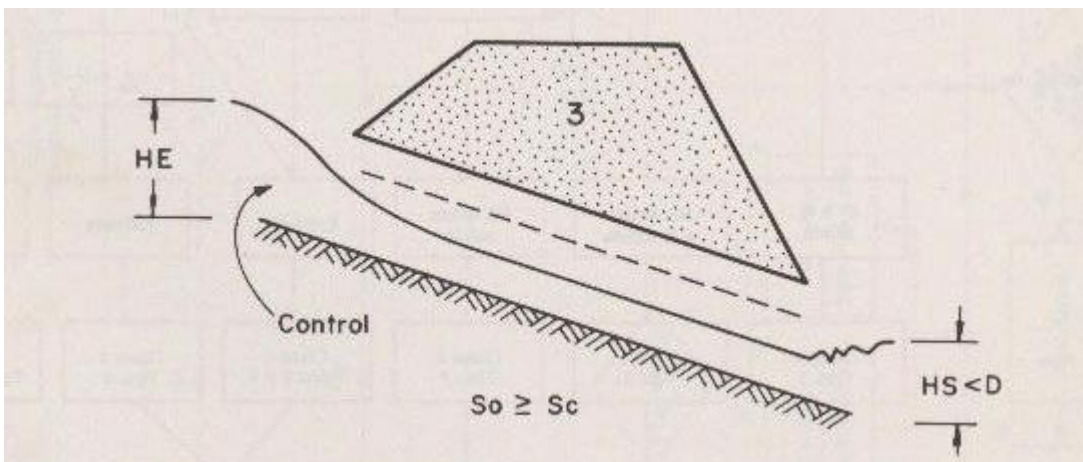


Fig.9.1: Flujo con control de entrada. Caso típico

Fuete: Carciente, 1985.

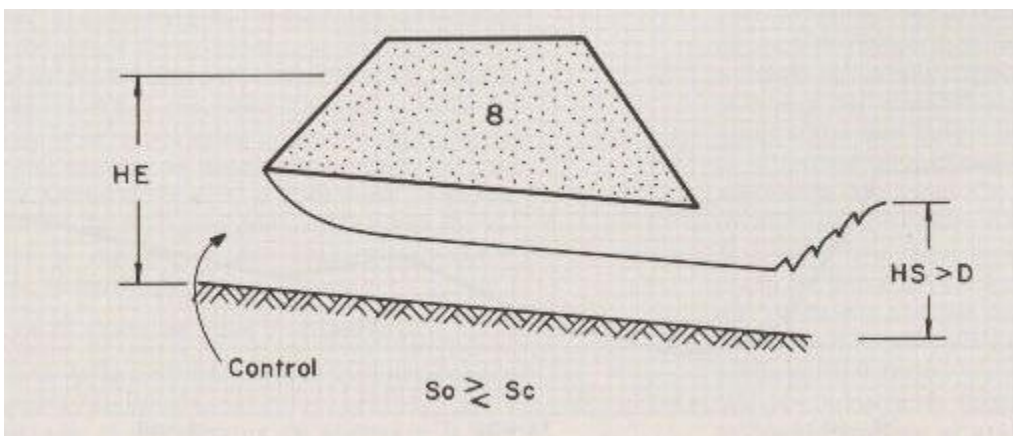


Fig.9.2: Flujo con control de entrada. Caso típico.

Fuete: Carciente, 1985.



9.3 Cálculos para flujo con control de entrada

El procedimiento de cálculo es muy sencillo para este tipo de flujo, y puede plantearse en los siguientes pasos:

1. Se adopta un caudal de diseño. En este caso fue calculado y es de $171.85 \text{ m}^3/\text{s}$
2. Se propone un tipo de alcantarilla (forma y dimensiones).
3. Se elige un tipo de entrada.
4. Se calcula el nivel que debe formarse a la entrada (HE) necesario para permitir el paso del caudal de diseño. Si ese nivel verifica las condiciones de nuestro proyecto, es decir, no supera la altura máxima admisible para el agua a la entrada de la alcantarilla de acuerdo a los condicionantes de diseño planteados en el problema en cuestión, se continúa en el paso 5, de lo contrario, se vuelve al paso 2.
5. Se observa que el nivel HE no sea demasiado pequeño, es decir, que la alcantarilla no se haya sobredimensionado, pues esto ocasionaría costos excesivos e innecesarios.
6. Se adopta la alcantarilla propuesta como una de las posibles soluciones del problema.

Para este tipo de flujo tenemos nomogramas que interrelacionan las variables involucradas.

En este capítulo se hará el diseño para la alcantarilla de concreto con sección circular y de concreto con sección rectangular que comúnmente se conocen como cajas. Para esto se hará uso de los nomogramas CHART 1A y CHART 8A respectivamente.



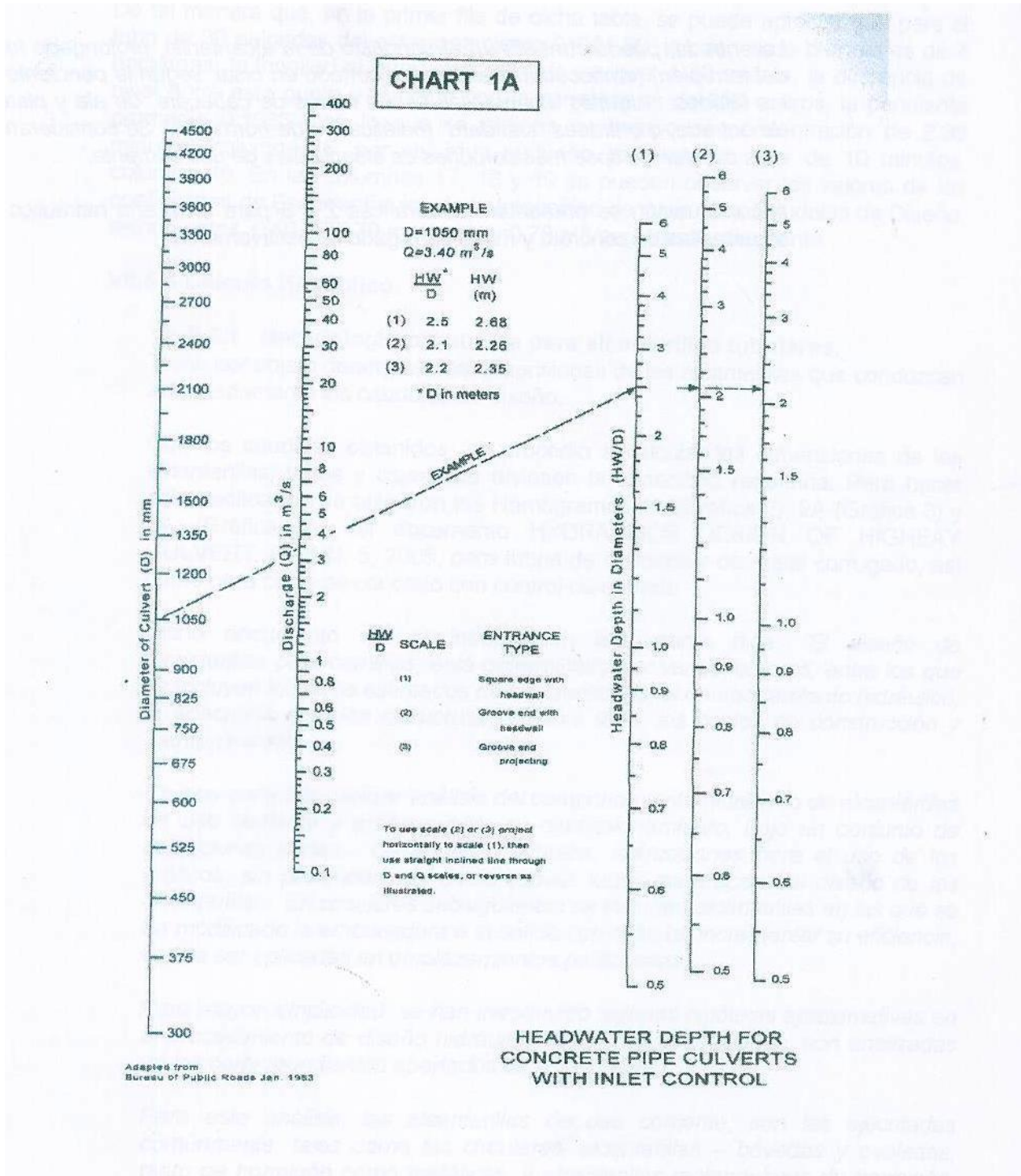
9.4 Diseño de la alcantarilla circular por control de entrada

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- 1- Se entra en la primera recta vertical del nomograma con las dimensiones de la alcantarilla (en mm) que se va verificar. Por tener un caudal de una magnitud grande, se entra con 1829 mm que corresponde a un tubo de 72" de diámetro.
- 2- Se elige el caudal de diseño en la segunda recta. $171.85 \text{ m}^3/\text{s}$. en este caso por tener un caudal muy grande, se divide entre 8 para lograr operar en el nomograma y considerando también que la topografía del cauce en el punto de cruce lo permite. Al dividir el caudal de diseño en ocho partes tendríamos $21.48 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que significa que se tratará de una alcantarilla compuesta por ocho tubos paralelos o batería de ocho tubos.
- 3- Se traza una recta que una a ambos puntos, y se prolonga hasta que intercepta la tercer línea vertical con (1) en la parte superior del trío de rectas que están a la derecha del nomograma donde se encuentra $HE/D= 4.10$. Luego este valor se multiplica por el diámetro resultando una carga de agua HE a la entrada de 7.38m aproximada a la altura que hay del nivel más bajo en la entrada a la rasante existente del camino que se verificó en el sitio y es de 8.55 m.

Está claro que el valor obtenido supera la altura del diámetro del tubo que se ha propuesto, lo que indica que muy difícilmente el agua bajo condiciones desfavorables alcanzará a pasar por encima del camino y lograr perjudicarlo.

Es importante aclarar que el valor HE al que se refiere el nomograma no es exactamente el tirante del agua en la sección de entrada, sino la suma de este mas la energía de velocidad. Sin embargo, la energía de velocidad es muy pequeña a la entrada y puede suponerse casi nula en la mayoría de los casos. Además de eso, el valor de He obtenido de este modo no ofrece una seguridad extra pues sobre estima el nivel del agua que en definitiva es el que nos interesa conocer.



Grafica 9.1: Nomograma para el Diseño de Alcantarillas de concreto reforzado (TCR) con control de entrada



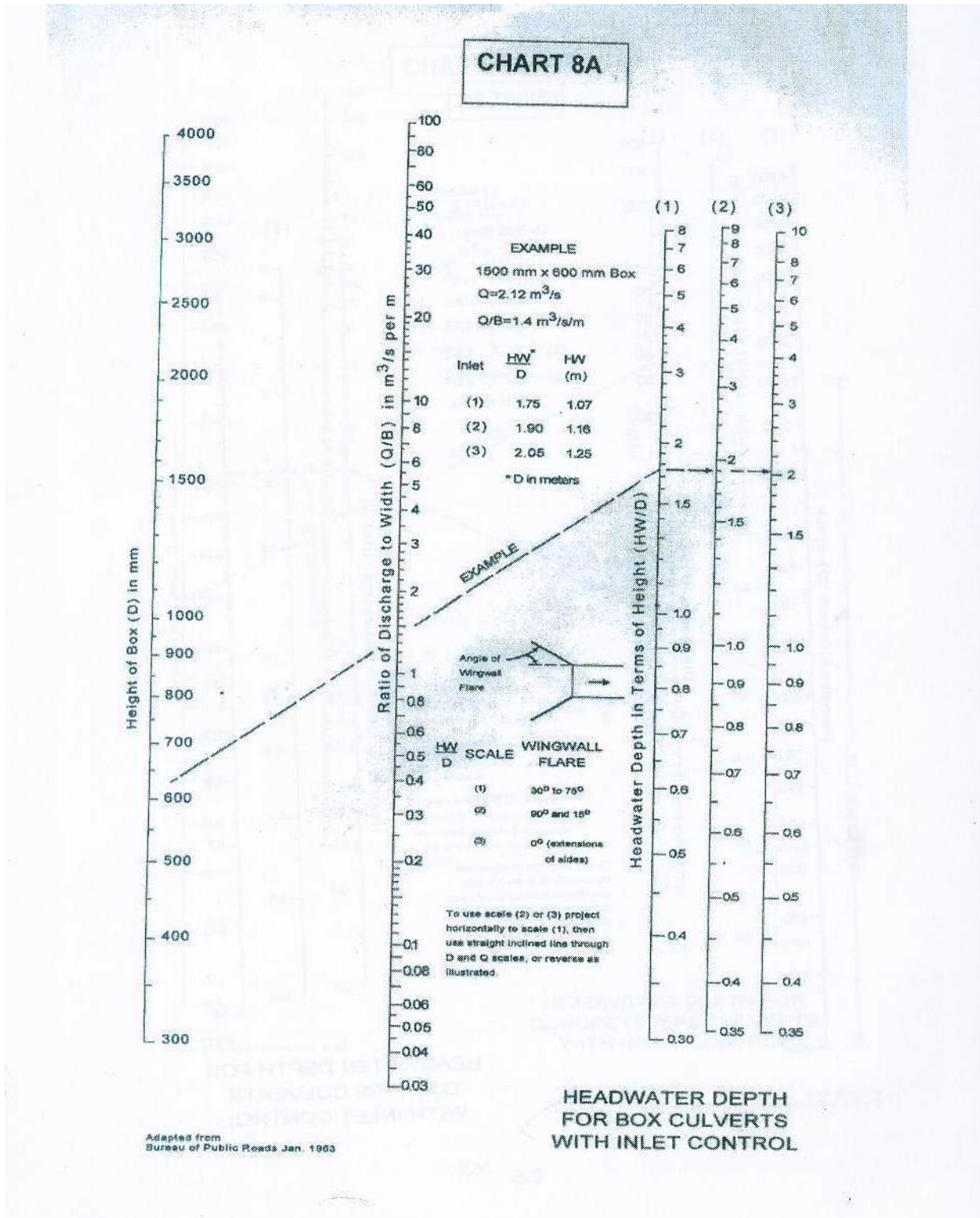
9.5 Diseño de la alcantarilla rectangular por control de entrada

Para este caso se hace uso del nomograma CHART 8A.

1. Las cajas propuestas son 7 por la magnitud del caudal, las que tendrán dimensiones $(B \times D) = 3.60\text{m} \times 2.50\text{m}$, (3600 mm x 2500 mm) respectivamente.
2. El caudal es $171.85 \text{ m}^3/\text{s}$. Tomando una séptima parte del mismo sería $24.55 \text{ m}^3/\text{s}$ que será el de diseño por tratarse de 7 cajas.
3. Con el valor de la altura de la caja $D = 2500 \text{ mm}$, se traza una recta desde este punto en la primera línea vertical a la segunda en el valor de:

$$Q/B = 24.55/3.60 = 6.82 \text{ m}^3 / \text{s por m.}$$

4. Se lee en la tercer línea vertical que tiene (1) encima, $HE/D = 1.03$, de donde:
5. $HE = 1.03(HE/D) = (1.03)(2.5) = 2.57\text{m}$



Grafica 9.2: Nomograma para el diseño de cajas de concreto reforzado con control de entrada



10. Conclusiones

Son variados los métodos que existen para evaluar la crecida máxima para el diseño de una alcantarilla, y aunque algunos toman en cuenta un mayor número de factores y al parecer dan mayor exactitud, en nuestro medio, dado que se cuenta con la información suficiente para determinados periodos, estos son aplicables.

Las personas o instituciones encargadas del diseño para alcantarillas, utilizan en su mayoría los métodos empíricos por ser estos de mas fácil aplicación, causando sobre diseño en las dimensiones de esta obras y por lo tanto encareciendo los costos de construcción, en otros casos determinando secciones que no logran evacuar el agua que circula en condiciones donde se producen crecidas máximas.

Es interesante mencionar que estos métodos empíricos no toman en cuenta en su gran mayoría ningún periodo de diseño (ejemplo 25, 50, 100 años, etc.).

Los métodos empíricos fueron las primeras aportaciones para dar solución a los problemas de drenaje, luego los estadísticos, y a medida que se ha avanzado en la ingeniería se han encontrado métodos cada vez más precisos. El método racional es una de las últimas aportaciones de la hidrología y se considera el método con mas precisión y más adecuado para el estudio de cuencas debido a que en la actualidad se cuenta con una red de estaciones pluviograficas que hacen mucho más confiable la aplicación del mismo.

Este método cuenta con la restricción de que se aplica a cuencas no mayores de 4 km², pero se puede dividir la misma en sub-cuencas con ayuda de los planos topográficos 1:50 000 a como se hizo en este caso.

Existiendo en la mayoría de los casos, suficiente información pluviométrica, es importante que esta se procesara adecuadamente para su aprovechamiento y al mismo tiempo hacer revisión de la misma, ya que esto le daría mayor precisión al diseño de estas obras.



En el caso de que no exista información hidrológica para la cuenca que se desea analizar, el método más recomendable a utilizar es el de Talbot; auxiliándose con observaciones de señales de crecidas, y para aéreas pequeñas, además de que la persona o el ingeniero que lo utilice tenga suficiente experiencia en el mismo, ya que de lo contrario se pueden hacer estimaciones irreales.

Desde ningún punto de vista es aconsejable utilizar para diseño de alcantarillas métodos que solo tomen en cuenta el área de las cuencas.

Finalmente al haber utilizado como caudal de diseño el resultado obtenido por el método racional, para los dos tipos de alcantarilla se obtuvo lo siguiente:

- La alcantarilla circular de concreto resultó con dimensiones de 72" de diámetro, un HE a la entrada de 7.38m y compuesta por ocho tubos paralelos.
- La alcantarilla o caja rectangular de concreto con dimensiones de 3.6m de ancho por 2.5 m de altura, con un HE de 2.57 m y compuesta por 7 cajas colocadas de forma paralelas.

Es claro que ambas estructuras funcionarían correctamente para este caudal de diseño, la elección de construir una o la otra dependen ahora del análisis de los costos de construcción que cada una conlleva.



11. Recomendaciones

Las conclusiones obtenidas de este estudio permiten tener una visión bastante clara de lo que consiste el diseño de alcantarillas como obras de pase; es por esto y en base a los resultados obtenidos es que se recomienda lo siguiente:

Se recomienda utilizar el método racional para determinar el caudal de diseño que será evacuado a través de una alcantarilla en un punto determinado del camino o vía férrea, debido a que este método a diferencia del resto permite tomar en consideración muchos aspectos de la cuenca que se desea analizar, y esto permite un dimensionamiento más exhaustivo de la obra.



12. Bibliografía

Aparicio Mijares F., 1992. Fundamentos de Hidrología de Superficie. LIMUSA MEXICO.

Domínguez M. R., 1981. Manual de Diseño de Obras Civiles. Comision Federal de Electricidad México D.F

Flórez Casillas V., 2005. Calculo de Obras de Drenaje Transversal de Carreteras. Departamento de obras Hidráulicas FCC CONSTRUCCION S.A.

PAST-DANIDA. 2004. Guía Hidráulica Para el Diseño de Obras de Drenaje en Caminos Rurales. Programa de Apoyo al Sector Transporte.

Universidad de Oriente, El Salvador 2007. Manual de Gestión de Cuencas Hidrográficas. Sn salvador, El salvador.

THE ARMCO INTERNATIONAL CORPORATION, 1958. Manual de Drenaje y Productos de Construcción. Middletown Estados Unidos.

Wendor Chereque Morán, 1995. Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ven Te Chow, 1988. Fundamentos de Hidrología Aplicada. McGraw-Hill

Pérez N. Roger, 1989. Derivación del Hidrograma Unitario y su Aplicación al Cálculo de Avenida de Diseño. Monografía UNAN-Managua.



13. Anexos

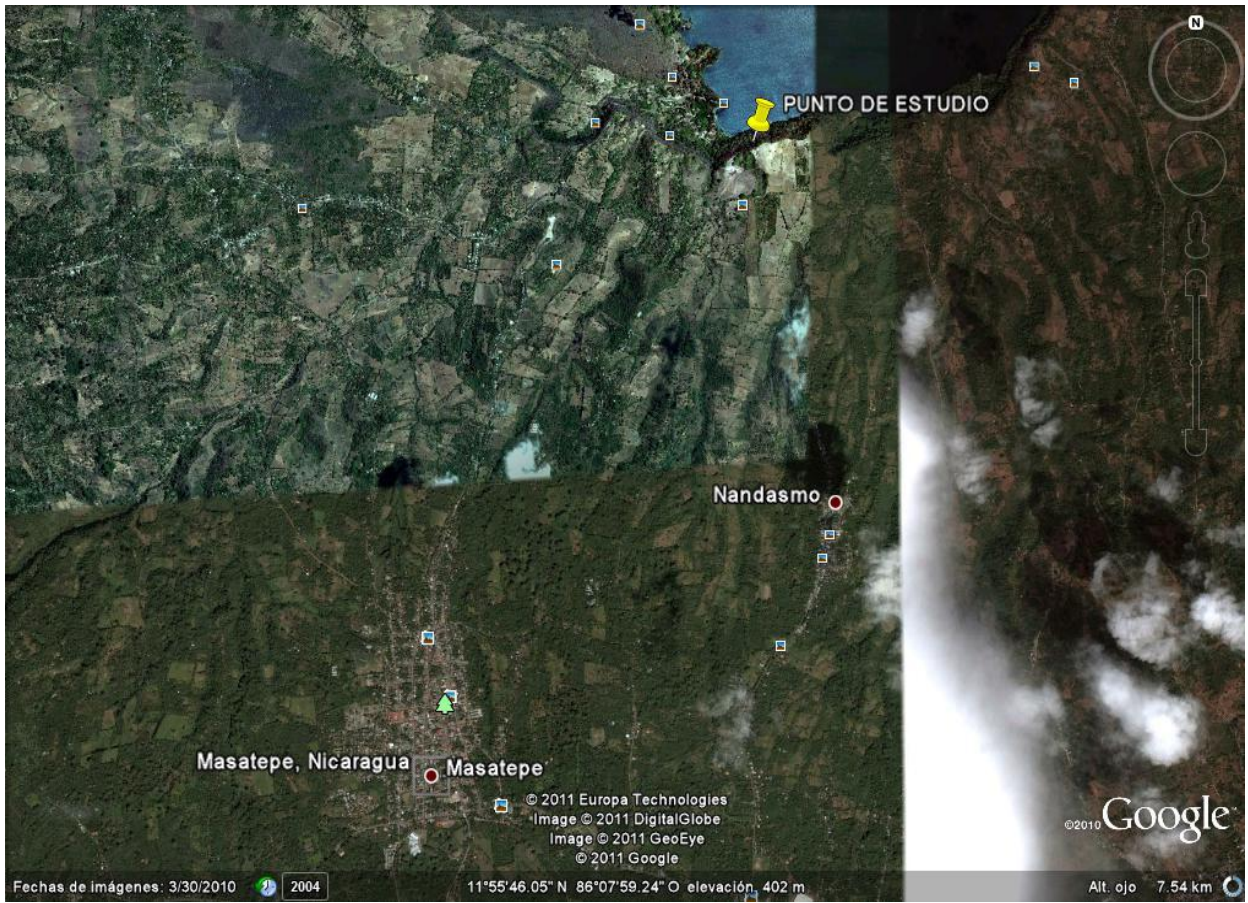


Figura 13.1: Ubicación de la cuenca de río El Ojoche

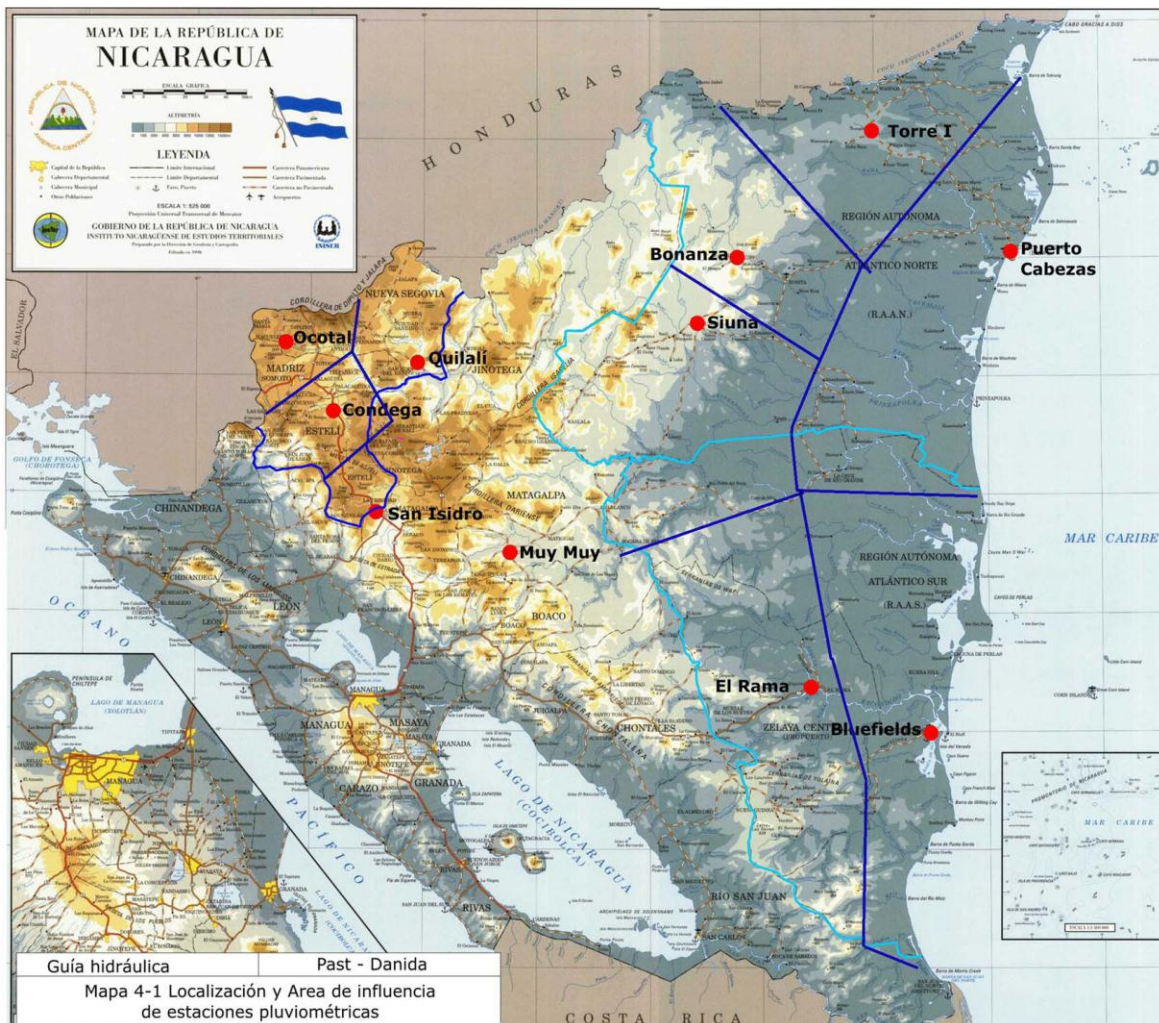
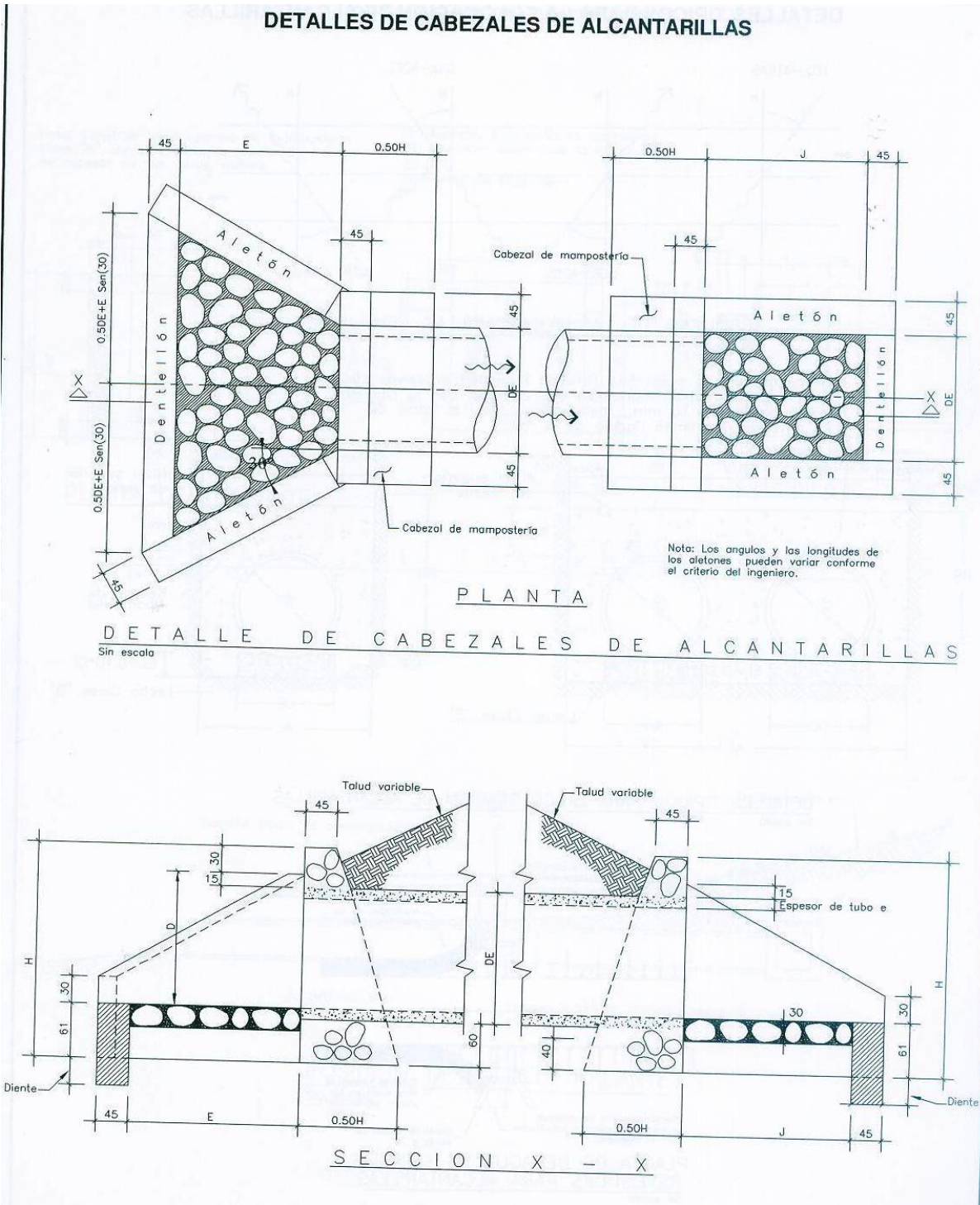


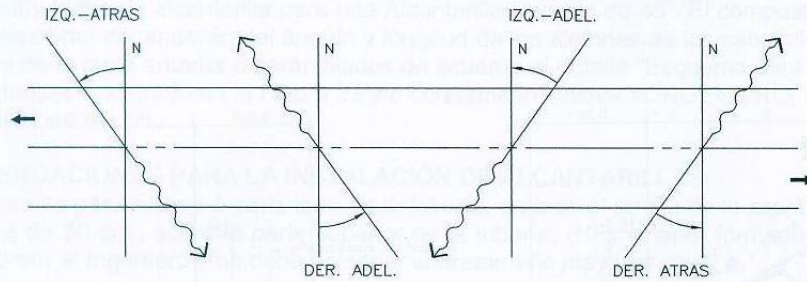
Figura 13.2: localización y área de influencia de estaciones pluviométricas



Fuente: Guía práctica para la localización y diseño de caminos, Salvador Ayestas C.



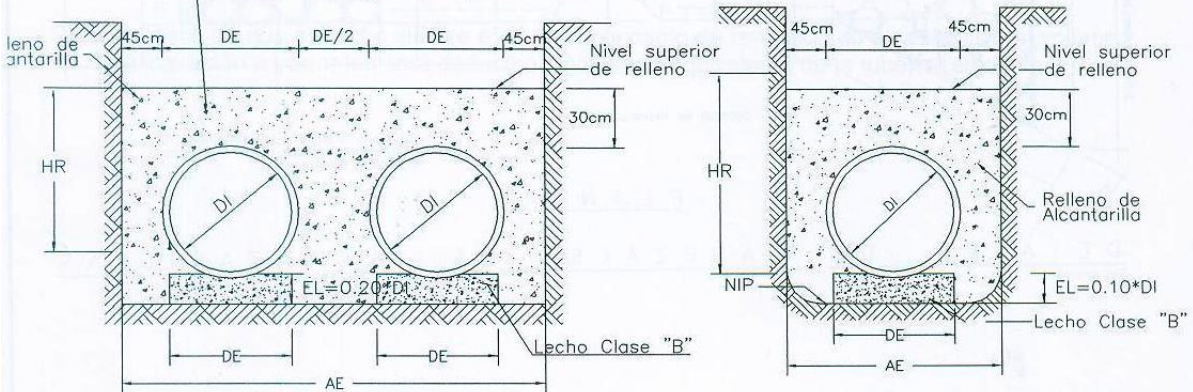
DETALLES TÍPICOS PARA LA COLOCACION DE ALCANTARILLAS



ESQUEMA DE LAS ALCANTARILLAS ESIVAJADAS

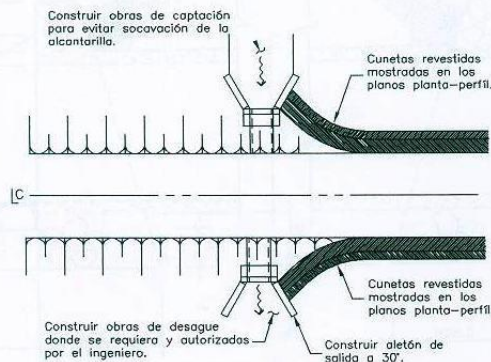
Sin escala

Material granular o suelo fino libre de humedad excesiva, lodo raíces, césped u otros materiales que cumplan con lo siguiente: máxima dimensión 75 mm., material que pasa el tamiz de 0.75 mm. max. y límite líquido 30 % max.)



DETALLES TÍPICOS PARA LA COLOCACION DE ALCANTARILLAS

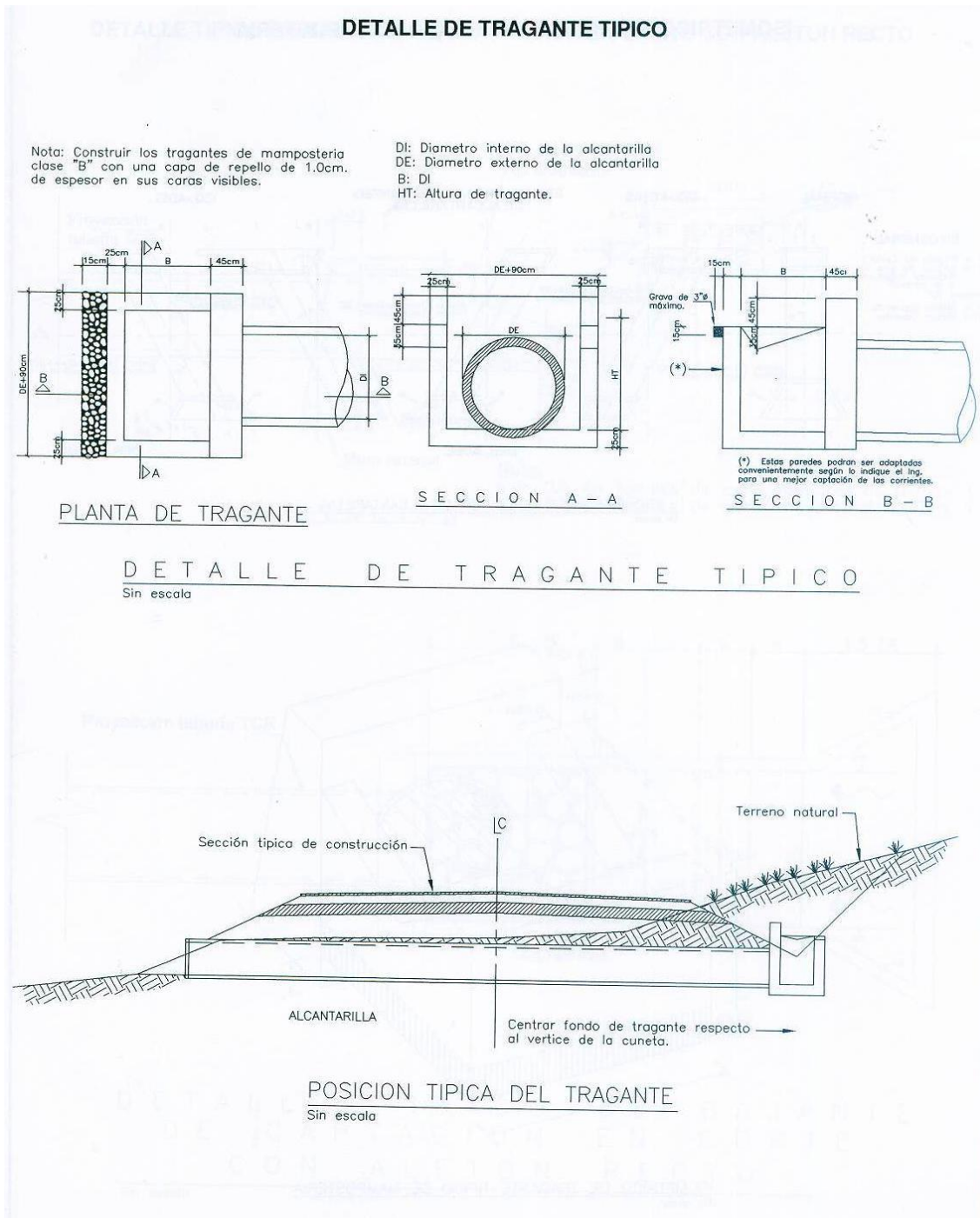
Sin escala



PLANTA DE DESAGUE DE CUNETAS REVESTIDAS PARA ALCANTARILLAS

Sin escala

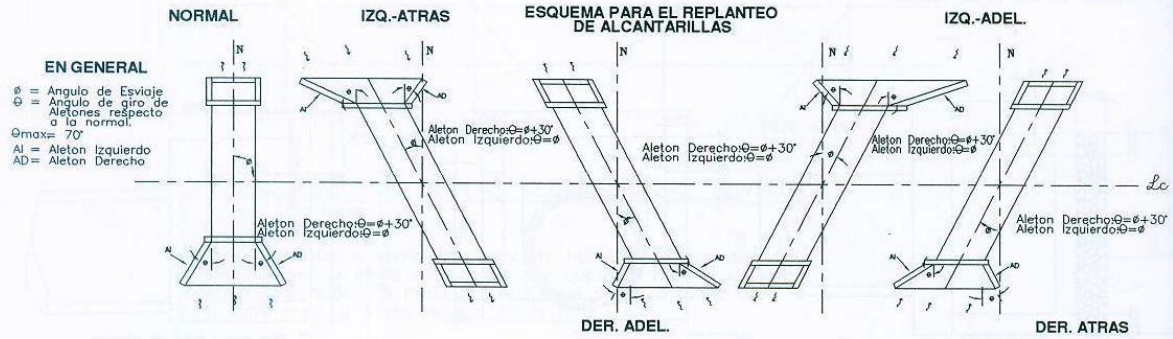
Fuente: Guía práctica para la localización y diseño de caminos, Salvador Ayestas C.



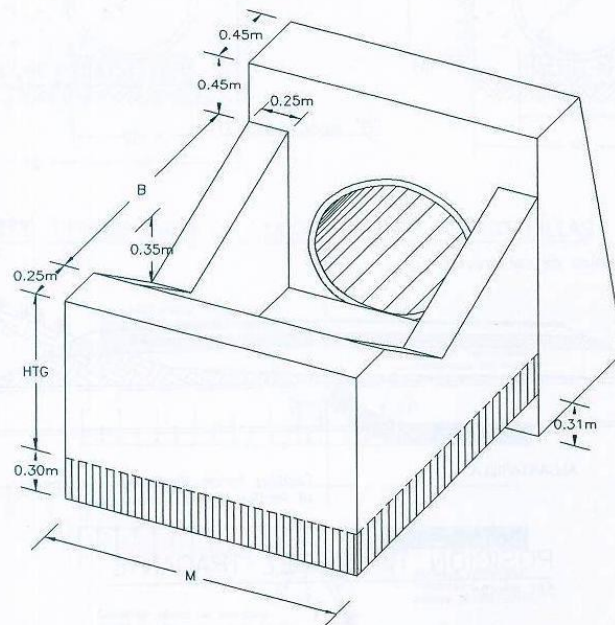
Fuente: Guía práctica para la localización y diseño de caminos, Salvador Ayestas C.



ISOMETRICO DE TRAGANTE TÍPICO DE MAMPOSTERIA

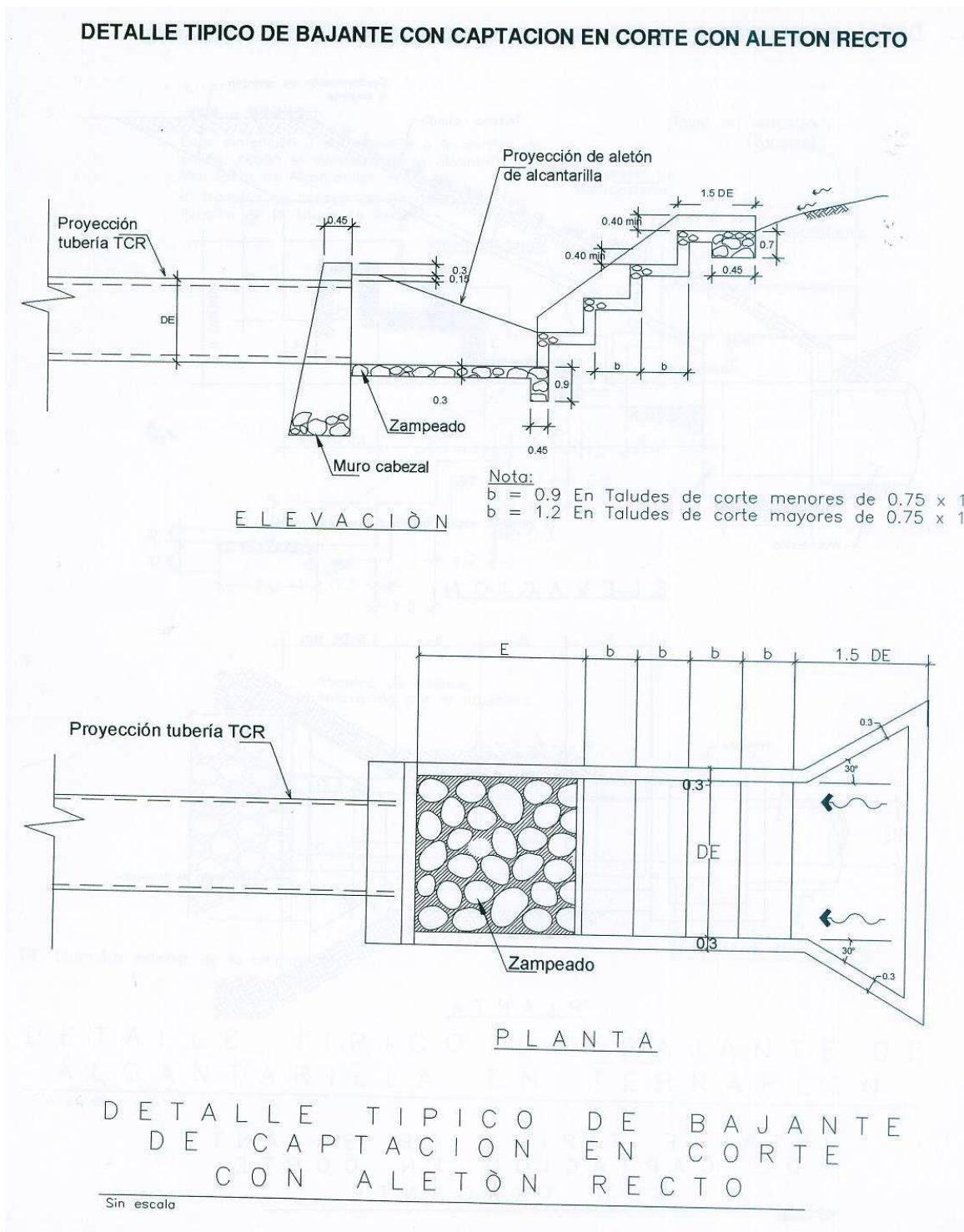


ESQUEMA PARA REPLANTEO DE ALCANTARILLAS
 Sin escala

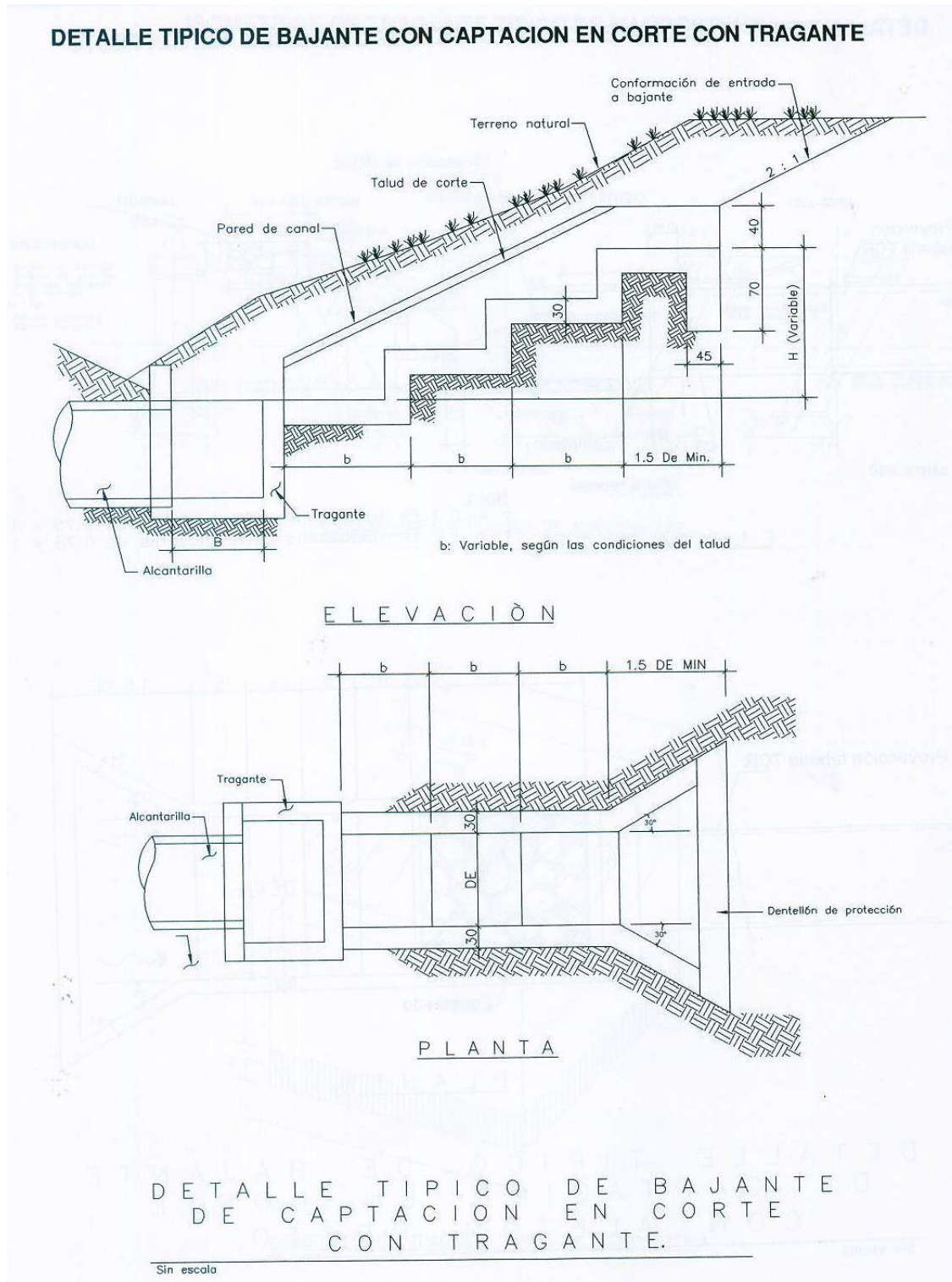


ISOMETRICO DE TRAGANTE TÍPICO DE MAMPOSTERIA
 Sin escala

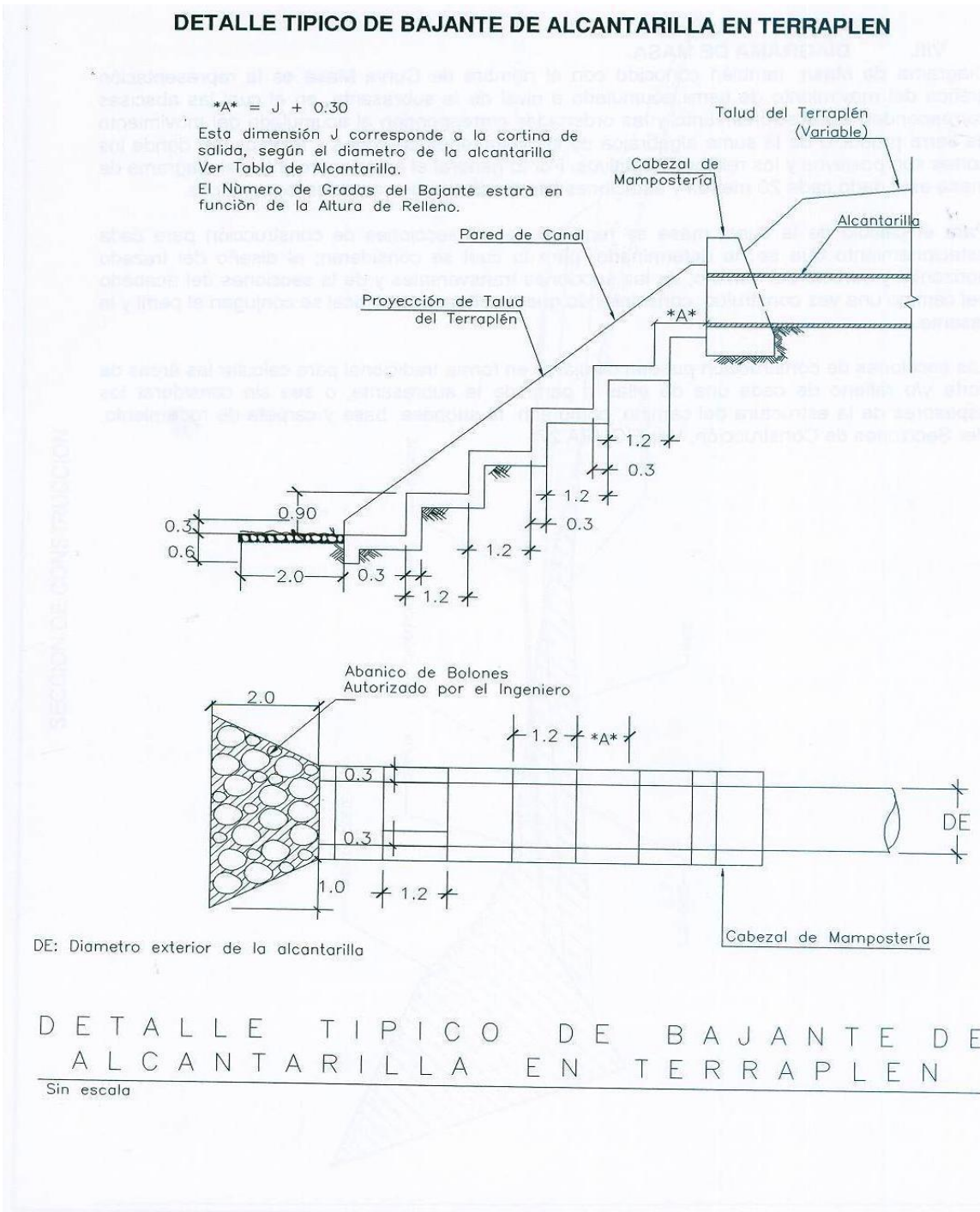
Fuente: Guía práctica para la localización y diseño de caminos, Salvador Ayestas C.



Fuente: Guía práctica para la localización y diseño de caminos, Salvador Ayestas C.



Fuente: Guía práctica para la localización y diseño de caminos, Salvador Ayestas C.



Fuente: Guía práctica para la localización y diseño de caminos, Salvador Ayestas C.