



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**“DISEÑO HIDRÁULICO DE
ALCANTARILLAS”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

LUIS CARLOS MORENO PADILLA

DIRECTOR: M. EN I. PATROCINIO ARROYO HERNÁNDEZ

San Juan de Aragón, Edo. De México Junio de 2013.





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

A Dios

Por darme la oportunidad de la vida y permitirme llegar a cumplir mis sueños y objetivos, ¡Gracias! por todas las bendiciones que me has dado en la vida.

A mis Padres Fidelia y Marcos

Por todo el cariño y confianza que me han dado y porque gracias a todo su esfuerzo y apoyo incondicional he podido lograr uno de mis más grandes objetivos en la vida. ¡Muchas gracias!

A mis hermanos Marcos y Martín

Porque he podido contar siempre con ellos y por alentarme a seguir adelante.

A toda mi familia en general

Por su compañía y por estar siempre al pendiente de mí de alguna u otra forma.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Por brindarme un espacio en la Facultad de Estudios Superiores Aragón dándome la oportunidad de estudiar y prepararme profesionalmente como Ingeniero Civil.

A todos mis profesores

Que gracias a su dedicación contribuyeron a mi formación académica y profesional al compartir sus valiosos conocimientos y experiencias.

A todos mis amigos y compañeros

Gracias por su apreciable amistad así como los momentos gratos de convivencia a lo largo del transcurso de la carrera.

A mi asesor de Tesis M. en I. Patrocinio Arroyo Hernández

Un especial agradecimiento por haberme brindado su apoyo, confianza, amistad y su invaluable colaboración y guía en el desarrollo de este trabajo. ¡Gracias!

Agradezco también al *Ing. Aaron Angel Aburto Aguilar* Subdirector de Control de Información Administrativa de la SCT por su apoyo en la facilitación de material bibliográfico para realización de este trabajo.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	4
OBJETIVO	5
ALCANCES	5
I. CONSIDERACIONES GENERALES	6
1.1 Antecedentes	6
1.2 Función y clasificación del drenaje en los caminos	7
1.3 Alcantarillas	13
II. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	31
2.1 Aspectos generales de la cuenca hidrológica	31
2.2 Ecuaciones básicas	43
2.3 Métodos hidrológicos para determinar el gasto	50
2.4 Métodos hidráulicos para determinar el gasto	77
2.5 Funcionamiento hidráulico de alcantarillas	81
2.6 Aplicación de HEC-RAS	94
III. CASO DE ESTUDIO	100
3.1 Planteamiento	100
3.2 Análisis hidrológico	109
3.3 Análisis hidráulico	134
CONCLUSIONES	152
BIBLIOGRAFÍA	154

INTRODUCCIÓN

En las vías terrestres las alcantarillas son estructuras del drenaje transversal que se utilizan para dar paso al agua superficial que escurre por cauces naturales o artificiales, así como también en algunos casos drenar el exceso de agua proveniente del drenaje longitudinal.

Cada vez que se coloca un estrechamiento, como una alcantarilla en un canal natural o artificial, existe un incremento en el tirante del agua justamente aguas arriba de la estructura. Por lo general el nivel admisible del tirante de agua en la entrada de la alcantarilla es el principal factor que controla el tamaño de ésta y su geometría de entrada, éste nivel de agua a la entrada de la alcantarilla depende de la topografía del sitio, de la naturaleza del escurrimiento del agua, del uso del suelo en los alrededores de la alcantarilla, entre otros factores, además para su determinación se deben considerar las posibles afectaciones que puedan generarse en caso de que la elevación del agua alcance ciertos límites permisibles, tales afectaciones pueden ser inundaciones, daños estructurales al cuerpo carretero, interrupciones de tránsito, inundaciones de propiedades cercanas, etc. comprometiendo así el funcionamiento adecuado de la estructura.

Por tanto el diseño hidráulico de alcantarillas está encaminado a determinar el tipo de alcantarilla cuya forma de sección, material, tipo de entrada, pendiente y longitud sea capaz de drenar adecuadamente el gasto de diseño asociado a un cierto periodo de retorno, evitando así que los niveles de agua a la entrada pongan en riesgo de alguna falla estructural o funcional a la alcantarilla. Para lograr esto es necesario analizar el comportamiento del flujo que pasa a través de la alcantarilla lo cual puede resultar bastante complicado; sin embargo en la actualidad se dispone de varios programas de cómputo especializados como es el caso del programa HEC-RAS el cual permite modelar y diseñar alcantarillas en cauces de ríos y canales permitiendo analizar y evaluar el comportamiento del flujo en las alcantarillas.

Por tanto en este trabajo se pretende describir los aspectos principales que se contemplan en el diseño hidráulico de alcantarillas para una vía terrestre así como exponer de forma general la aplicación y uso del programa HEC-RAS en el diseño de estas estructuras de drenaje.

OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es ofrecer a los alumnos de la carrera de Ingeniería Civil un material de apoyo en el cual se traten y describan los aspectos y principios fundamentales que se involucran en el análisis y diseño hidráulico de alcantarillas en una vía terrestre, así como la aplicación que tiene el programa HEC-RAS en la modelación y resolución de éstas estructuras, de tal manera que les permita tener las bases necesarias para emplearlo como apoyo.

ALCANCES

En el *Capítulo I*, se describen de manera general las circunstancias que dan origen al empleo de estas estructuras, así como la importancia que toman dentro del proyecto de una vía terrestre, describiendo sus principales características, y criterios de carácter común que se contemplan para el diseño de éstas estructuras de drenaje.

En el *Capítulo II*, se presentan las bases en que se sustenta el diseño hidráulico de alcantarillas, exponiendo en primer lugar los aspectos esenciales de la hidrología comúnmente aplicados para la proyección de este tipo de estructuras, seguidamente se trata en forma simple las principales ecuaciones de la hidráulica referidas al estudio del flujo unidimensional las cuales intervienen en el análisis de estudio que nos ocupa; así mismo se describen los métodos tanto hidrológicos como hidráulicos más reconocidos en México para el cálculo de avenidas máximas. Posteriormente se exponen los criterios desarrollados por la Administración Federal de Caminos de los EE.UU. (FWHA) que explican el funcionamiento hidráulico de las alcantarillas y que son la base general del método de resolución que adopta el programa HEC-RAS para dar una solución válida al diseño hidráulico de alcantarillas y que reconocen las normas nacionales, razón por la que se explica aquí, el empleo de dicho software.

En el *Capítulo III*, se realiza el diseño hidráulico de una alcantarilla, para lograr esto se parte de un caso de estudio hipotético y mediante el uso y aplicación del programa HEC-RAS se propone una alternativa de solución adecuada a las características del caso en cuestión.

Finalmente se emiten las *conclusiones* generales a las que se llegan derivadas de la elaboración de este trabajo.

CAPÍTULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

Uno de los cambios más radicales que se presenta tras la construcción de una vía de comunicación, es que las características de la cuenca se alteran, modificando principalmente las condiciones de los escurrimientos, pues la presencia de los caminos no solo ocasiona cambios en el uso de la tierra al propiciar el desarrollo económico en su zona de influencia, así por ejemplo en un área boscosa se llevan a cabo desmontes que alteran la rapidez de concentración del agua, lo que aumenta la erosión de la cuenca y propicia la acumulación de azolves e inundaciones en las partes bajas.

Las carreteras y/o caminos ocupan fajas largas y estrechas de terreno e imponen varios tipos de problemas, tanto para la estructura propia del camino como para las zonas aledañas que comprenden el derecho de vía, esto es debido a que la mayoría de las veces la localización y necesidad del alineamiento del camino se encuentra regido a las condiciones topográficas determinando a éste al cruce de ciudades, cauces naturales y artificiales, atravesando suelos variables, unos permeables y otros no permeables, lo que obliga la construcción de obras de drenaje de acuerdo con las condiciones requeridas. Cuando se construye una carretera casi siempre se interrumpe la continuidad del escurrimiento superficial del agua ya sea natural o artificial, por lo que debe procurarse el diseño de estructuras de drenaje transversal que restituyan dicha continuidad permitiendo su paso bajo la carretera de tal manera que perturbe lo menos posible las condiciones del escurrimiento.

Las alcantarillas son estructuras que forman parte del drenaje transversal de una carretera, y tienen la finalidad de proporcionar un medio para que el agua superficial que escurre en forma permanente o eventual por cauces naturales o artificiales de moderada importancia, pueda

atravesar bajo la plataforma de la carretera (figura1) sin causar daños a ésta, riesgos al tránsito o a las propiedades adyacentes.



Figura 1. Alcantarilla de cajón múltiple que da paso al flujo de una corriente bajo la carretera.
Imagen tomada del sitio:
<http://blog.udot.utah.gov/page/40/>
(Fecha de actualización: 14 de Octubre de 2012).

Para realizar el diseño hidráulico de alcantarillas para una vía terrestre es importante conocer la magnitud de la avenida máxima que permita establecer un criterio de diseño y dimensionamiento de la estructura, así como los posibles niveles del agua alcanzados a la entrada y salida de la alcantarilla en función de esa avenida. Por tanto, debido a la gran importancia que tienen las alcantarillas en una vía terrestre, se hace necesario realizar análisis hidrológicos e hidráulicos a partir de los cuales se puedan proyectar estructuras de drenaje funcionales.

1.2 FUNCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL DRENAJE EN LOS CAMINOS

El agua es uno de los elementos que causa mayores problemas de afectación a los caminos, ya que en general disminuye la resistencia de los suelos, presentándose así fallas en terraplenes, cortes, taludes y superficies de rodamiento, lo cual puede originar peligrosas condiciones para los conductores de vehículos y un costoso problema de mantenimiento.

De manera general se puede decir que la función principal que tienen las estructuras de drenaje en los caminos, es en primer término, en reducir al máximo posible la cantidad de agua que de una u otra forma llega al mismo, y en segundo término dar salida rápida y/o evacuar el agua que llegue al camino.

Lo anterior obliga a construir un conjunto de estructuras de drenaje artificial que sirvan para captar, conducir y alejar el agua lo más pronto posible del camino.

Para lograr esto se cuenta con diferentes tipos de drenajes que cumplen con ese objetivo, y se clasifican de modo general como se ve en la figura 2.

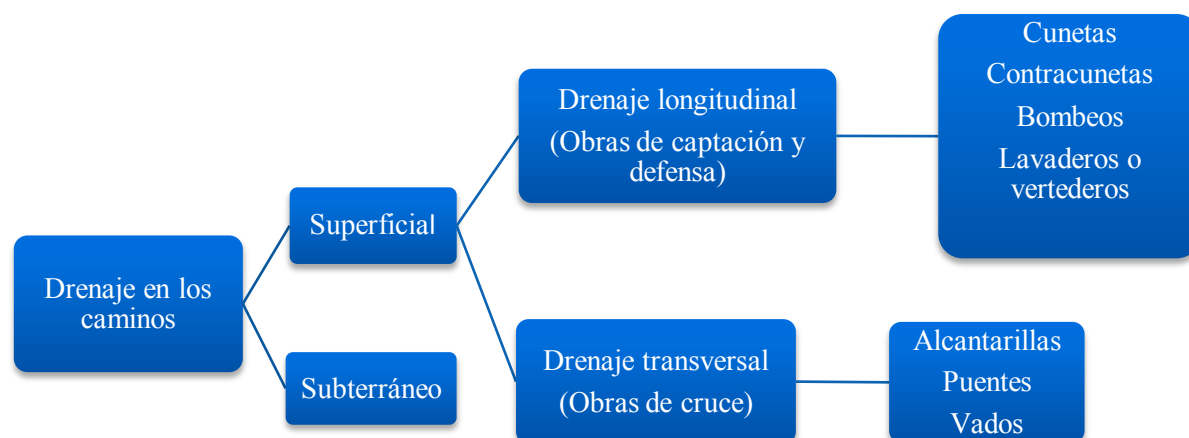


Figura 2. Esquema de la clasificación general del drenaje en vías terrestres.

En base a la clasificación que se presenta en el esquema anterior, para fines de este trabajo, no se tratarán los aspectos referentes al drenaje de tipo *subterráneo*; por lo cual, en cuanto a la clasificación de drenaje *superficial* se refiere, *el drenaje longitudinal* se explicará de manera muy breve e ilustrativa al igual que los puentes y vados dentro de la clasificación del *drenaje transversal*; mientras que las *alcantarillas* ubicadas dentro de este último grupo se abordarán de forma más explícita, haciendo un énfasis mucho más detallado de las mismas.

Las estructuras del drenaje artificial se clasifican en superficial y subterráneo, dependiendo si el agua escurre o no por las capas de la corteza terrestre. El drenaje superficial se considera longitudinal o transversal, según la posición que las obras guarden con respecto al eje del camino.

DRENAJE LONGITUDINAL

El drenaje longitudinal son obras de *captación y defensa*, y se sitúa más o menos paralelos al eje longitudinal del camino, tienen por objeto captar los escurrimientos para evitar que lleguen al camino o permanezcan en él causando desperfectos. De este tipo de drenaje son las cunetas, contracunetas, bombeo y lavaderos o vertederos.

Cunetas



Figura 3. M. en I. Arroyo Hernández Patrocinio, En esta fotografía se observa una cuneta que forma parte del drenaje longitudinal de la Autopista Durango-Mazatlán, julio 2012.

Las cunetas (figura 3) son canales que se hacen a ambos lados del camino y cuya función es captar y recibir el agua que escurre de la corona, del talud del corte y del terreno natural adyacente, para conducirla hacia una corriente natural o a una obra de drenaje transversal y así alejarla lo más pronto posible, generalmente son de sección transversal triangular o trapecial, su diseño se basa en los principios del flujo en canales abiertos.

Contracunetas



Figura 4. En esta imagen se observa la construcción de una contracuneta. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 16

Las contracunetas (figura 4) son zanjas que se construyen en lugares convenientes y transversalmente a la pendiente del terreno, su longitud debe ser la necesaria a fin de interceptar el agua que escurre por las laderas y conducirla hacia alguna parte baja del terreno, evitando así que al escurrir el agua por los taludes los erosione y aumente el caudal que llega a las cunetas. Por lo general se emplean en terreno montañoso o con lomerío.

Bombeo

Se denomina bombeo de un camino (figura 5) a la forma de la sección transversal del mismo y que tiene como fin principal el drenar hacia los lados el agua que cae en el camino mismo y así evitar en lo posible que el agua penetre en las terracerías. El bombeo que debe emplearse depende de la clase de superficie, facilidad de circulación de los vehículos y aspecto del camino.

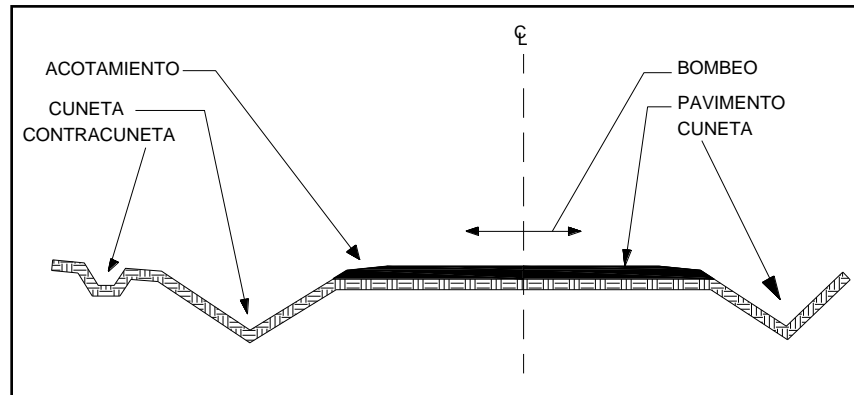


Figura 5. Bombeo empleado en una sección transversal. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 4

Lavaderos o vertederos



Figura 6. Luis Carlos Moreno Padilla, En esta fotografía se observa una pequeña estructura de lavadero que forma parte de las obras de captación y defensa de la Autopista Peñón-Texcoco, Texcoco Edo. de México, octubre 2012.

Un lavadero o vertedor (figura 6), es una cubierta o delantal de mampostería, concreto, o simplemente piedra acomodada por donde se puede encauzar el agua de los taludes o terraplenes, y cunetas, hasta llevarla a una obra de drenaje transversal o a lugares donde la erosión no afecte al camino en forma alguna.

DRENAJE TRANSVERSAL

EL drenaje transversal también llamado *obras de cruce*, tiene por objeto dar paso rápido al agua que por no poder desviarse en otra forma, tenga que cruzar de un lado a otro del camino. En estas obras de cruce están comprendidos los puentes, vados y las *alcantarillas*.

De acuerdo con la dimensión del claro de las obras de drenaje transversal, se ha convenido dividir al drenaje de este tipo en *mayor y menor*.

Por un lado las estructuras de drenaje mayor que cubren un claro superior a 6 metros se clasifican como puentes; mientras que las estructuras de *drenaje menor* que cubren claros menor o igual a 6 metros se llaman *alcantarillas*; sin embargo la elección de la estructura de drenaje transversal estará también en función de diversos factores, algunos como: características topográficas del terreno por donde se localice el trazo de la ruta, condiciones hidrológicas prevalecientes en la zonas de influencia del camino, especificaciones del proyecto geométrico, características hidráulicas de los cauces a cruzar, disponibilidad de recursos entre otros.

Puentes



Figura 7. Anónimo, Puente Martínez I, En el Municipio de Martínez de la Torre Veracruz. El uso de puentes es frecuente para cruzar grandes claros impuestos por la topografía del terreno y grandes cauces.

Imagen tomada del sitio:

http://www.panoramio.com/photo_explorer#user=1478290&with_photo_id=8389696&order=date_desc

(Fecha de actualización: 17 de Octubre de 2012).

Los puentes son estructuras que se usan para salvar un obstáculo natural o artificial, como se observa en la figura 7, previamente se ha indicado que un puente se puede definir como una estructura de drenaje que tiene un claro mayor a 6 metros; sin embargo en ocasiones es difícil señalar una diferencia precisa entre los puentes y las alcantarillas, no obstante una diferencia fundamental que más los distingue es que las alcantarillas llevan la mayoría de las veces encima un colchón de tierra y los puentes no.

Vados

Los cruces en estiaje, o vados como se les suele llamar, pueden ofrecer una alternativa satisfactoria al uso de alcantarillas y de puentes para el cruce de arroyos en caminos de bajo volumen de tránsito en los que el uso de la vía y las condiciones de flujo del arroyo sean las adecuadas.

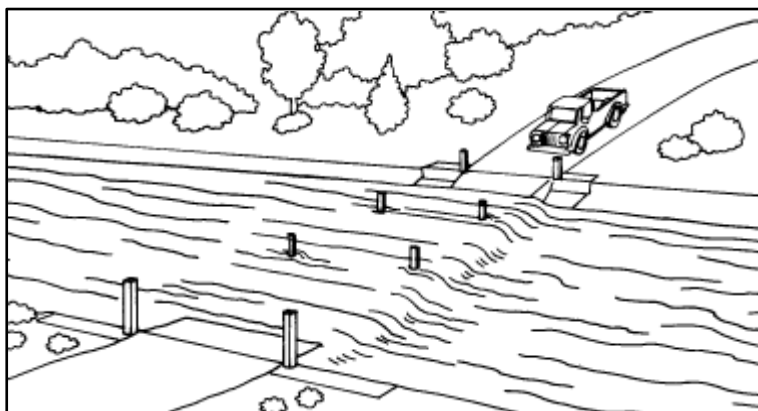


Figura 8. Cruce en estiaje durante avenidas grandes. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No.10

Para construir un vado, se elige la superficie de rodamiento de acuerdo al tipo de camino en forma tal que no sea perjudicado por el paso eventual de una corriente, y en lugares bien visibles se indica el tirante de agua para que los conductores decidan a su juicio pasar o no (figura 8).

Existen también los vados con alcantarillas o mejorados (figura 9), en los cuales se puede combinar el uso de tubos de alcantarilla o de alcantarillas de cajón, para desalojar flujos en estiaje con una superficie de rodamiento reforzada encima de las alcantarillas para soportar el tránsito y evitar que los vehículos circulen por el agua.



Figura 9. Anónimo, Vado con alcantarillas, usando tubos múltiples de alcantarillas para desalojar el flujo a través de los mismos. Imagen tomada del sitio: <http://www.roladuct.com.au> (Fecha de actualización: 18 Octubre 2012.)

1.3 ALCANTARILLAS

A. DEFINICIÓN

Una alcantarilla es aquella estructura del drenaje transversales cuyo gálibo horizontal sea menor o igual que seis (6) metros. Y tiene la función de permitir el paso de corrientes superficiales de agua (pequeños arroyos, corrientes intermitentes, canales de riego, etc.) por debajo de la carretera, así como drenar en algunos casos el agua proveniente de las cunetas.

B. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

Como ya se mencionó anteriormente, las alcantarillas forman parte de las estructuras de drenaje transversal de un camino y están por lo general casi siempre alojadas en el cuerpo de la terracería. Comúnmente, las alcantarillas se usan tanto como drenes transversales para desalojar el agua de las cunetas, así como para dejar pasar el agua por debajo de un camino en drenajes naturales tales como arroyos, y drenajes artificiales (canales de riego).

En la figura 10 se observan los elementos principales que componen a las alcantarillas y son los siguientes:



Figura 10. Luis Carlos Moreno Padilla, En esta fotografía se muestra una alcantarilla en la que se aprecian las partes principales que la componen. Autopista Peñón-Texcoco, Texcoco Edo. de México, octubre 2012.

Cañón o barril.

El cañón forma el conducto de la alcantarilla, y es la parte principal de la estructura, dependiendo del tipo de material de la alcantarilla el conducto puede tener diferente formas.

Muro de cabeza

Se construyen de concreto, mampostería, y metal, se localizan en la entrada y salida de las alcantarillas, es decir, aguas arriba y abajo del cauce, sirven para impedir que la erosión cause daños alrededor del cañón de la alcantarilla y a los lados del terraplén, además evitan que el material del relleno de éste invada el cañón.

Muros alero

Son estructuras de concreto o metal que se construyen a los lados del muro de cabeza a la entrada y salida de la alcantarilla, sirven para retener el material del terraplén protegiéndolo contra la erosión, y para encauzar el agua hacia la entrada y salida de la alcantarilla, asimismo si se diseñan adecuadamente estas estructuras pueden mejorar las características hidráulicas de las alcantarillas.

Tipos de entrada

En ciertas ocasiones tendrán que tomarse en consideración las propiedades hidráulicas de la entrada de la alcantarilla, es decir, que éstas deberán diseñarse para minimizar las pérdidas de carga inducidas a remolinos, flujo turbulento, altas velocidades, etc. Debido a esto y a otras circunstancias se han implementado una serie de distintos tipos de entrada (figura 11) que comúnmente también son empleadas en las salidas de las alcantarillas. Éstas configuraciones de entrada tienen el objetivo de mejorar el desempeño y funcionamiento hidráulico, estabilidad estructural, control de la erosión, retención del material del relleno, estética, etc.

Por lo regular el canal o cauce donde se coloca la alcantarilla es a menudo más ancho ésta última provocando una contracción de flujo en la entrada de alcantarilla. La provisión de una transición más gradual de flujo disminuirá la pérdida de energía y creará una condición de entrada hidráulicamente más eficiente, por lo tanto los bordes biselados son más eficientes que los bordes cuadrados (figura 12).



Figura 11. Cuatro tipos usuales de entrada. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

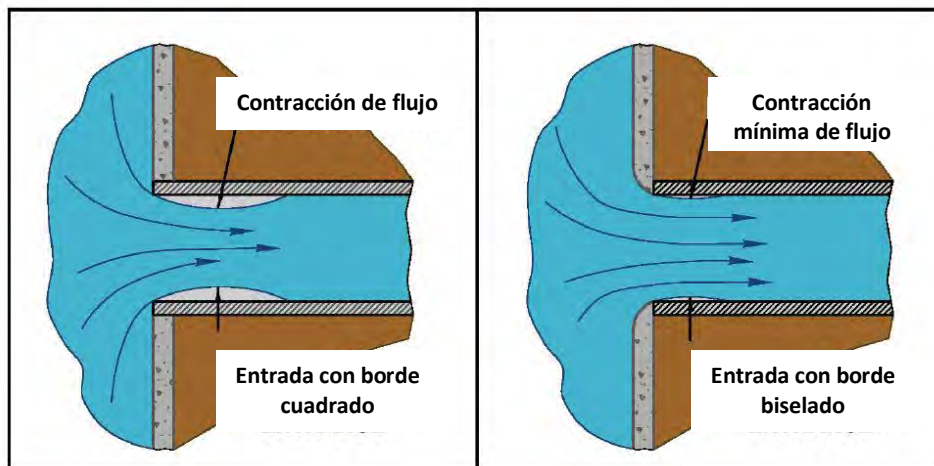


Figura 12. Contracción en la entrada Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

Por su parte, las entradas con aleros y muro de cabeza pueden reducir aún más la contracción del flujo, mientras que las entradas con caída muros aleros y muro de cabeza incrementan la altura eficaz sobre la sección de control del flujo, lo que aumenta todavía más la eficiencia de alcantarilla (ver figura 13).

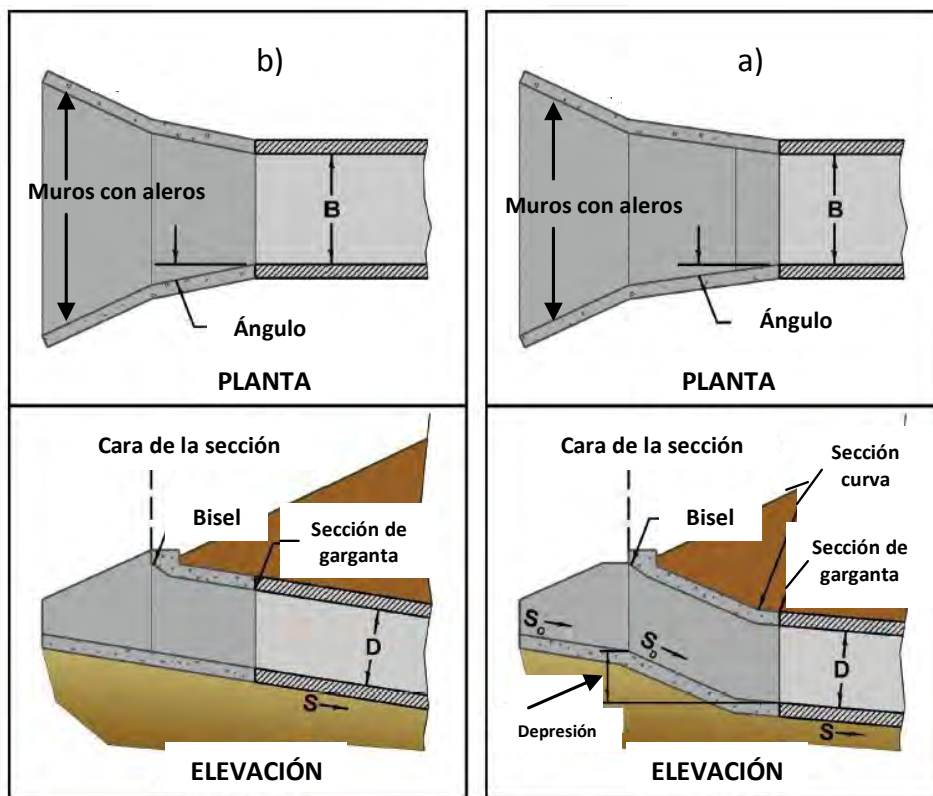


Figura 13. a) Entrada con muros aleros sin caída; b) Entrada con muros aleros y caída. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

✚ Otros dispositivos

Adicionalmente, en algunos casos, las alcantarillas pueden estar complementadas con otros dispositivos con el fin de mejorar su funcionalidad hidráulica y estructural.

En ciertos casos, dichos dispositivos pueden ser, un cajón de entrada o caja receptora complementada en algunas ocasiones con un desarenador y pozo de visita como por ejemplo en una alcantarilla de alivio, además en otros casos también se pueden implementar barreras contra basuras y disipadores de energía principalmente en los cauces.

Cajón de entrada o caja receptora. Es un cajón de mampostería o de concreto el cual recibe el agua que corre por la cuneta y la hace entrar a la alcantarilla.

Barreras contra basura.

Figura 14. Luis Carlos Moreno Padilla, En esta fotografía se ve una alcantarilla que no cuenta con una barrera contra basura, necesaria para impedir el paso de basuras y escombros al cañón de la misma, reduciendo así su capacidad hidráulica. Autopista Peñón-Texcoco, Texcoco Edo. de México, octubre 2012.



Figura 15. El uso de rejillas en las alcantarillas evita la acumulación de escombros a la entrada de la alcantarilla. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

La única función de una barrera contra basura, es evitar el ingreso de material y escombros que podría tapar la alcantarilla, y comprometer el funcionamiento hidráulico de la alcantarilla, como se observa en la figura 14. La barrera contra basura (figura 15) debe diseñarse para que no quede bloqueada con basuras y cierre la entrada de la alcantarilla. Para hacer esto, el espaciamiento entre las barras de la barrera debe ser adecuado para que el material pequeño pase fácilmente por ella. Un espaciamiento de la mitad o tercera parte de la dimensión mínima de la alcantarilla generalmente es satisfactorio.

Disipadores de energía. Estos dispositivos se instalan en la cercanía de las alcantarillas, ya que las altas velocidades, los cambios abruptos en la dirección del flujo, así como y la presencia de ondas y remolinos pueden provocar erosiones severas o socavación (figura16). La socavación es un problema común en la entrada y salida de las alcantarillas que puede propiciar la formación de

agujeros peligrosos y daños en los terraplenes, lo que provocaría la falla estructural de una alcantarilla (figura 17).

La velocidad en el canal casi siempre es menor que la velocidad en la salida de la alcantarilla porque la sección del canal incluyendo su llanura de inundación es generalmente más grande que el área de flujo de la alcantarilla. Los principales factores que afectan a esta velocidad son la pendiente y rugosidad de la alcantarilla, no influyendo la forma y tamaño significativamente, salvo en los casos en que se produce flujo totalmente lleno. La velocidad de salida de las alcantarillas puede variar de 3 m/s para alcantarillas en pendientes suaves hasta 9 m/s para alcantarillas en pendientes pronunciadas

Por tal motivo, la función de los disipadores de energía es proporcionar un medio eficaz para controlar las velocidades y mejorar las condiciones de flujo, algunos de éstos dispositivos disipadores de energía son: **Estructuras de caída**, que cambian la pendiente del canal de pronunciada a suave, **estanques** y **pozos de amortiguamiento** especiales para disipar la energía cinética, **bloques, enrocamientos u otros elementos ásperos**, instalados en el canal para incrementar la resistencia al flujo disminuyendo su velocidad.

**Erosión: Proceso natural mediante el cual la superficie de le terreno es arrastrada y las partículas del suelo son desplazadas por la acción del viento o del agua (lluvia, escurrimientos superficiales, oleaje).*

**Socavación: Arrastre de suelo en el fondo de un arroyo, en las márgenes de un río, en un canal o debajo de una estructura, causado en general por el aumento en la velocidad del agua o debido a la falta de protección.*



Figura 16. Socavación del material debajo de la alcantarilla tras una avenida repentina.

Imagen tomada del sitio:

<http://blog.udot.utah.gov/page/40/>

(Fecha de actualización: 22 de Octubre 2012)



Figura 17. Falla estructural de una alcantarilla de batería múltiple de tubos. Imagen tomada del sitio: http://www.jornadaveracruz.com.mx/Noticia.aspx?ID=101006_141732_591 (Fecha de actualización: 16 de Octubre 2012)

Enseguida en la figura 18 se ilustran algunos dispositivos auxiliares para las alcantarillas.



Figura 18. Detalle del empleo de algunos dispositivos auxiliares en la entrada y salida de una alcantarilla. Imágenes tomadas de los sitios: a y c) <http://www.inti.gob.ar/cirsoc> b) <http://www.whiteriverpartnership.org/index.php/programs/fish-passage> d) <http://www.americancconcrete.com/comercial/box culverts/images> (Fechas de actualización: 22 de Octubre 2012)

C. MATERIALES Y FORMAS DE LAS ALCANTARILLAS

Los materiales para alcantarillas más comúnmente utilizados son el concreto (reforzado y no reforzado), de metal corrugado (aluminio o acero) y de plástico (polietileno de alta densidad (HDPE)).

La selección del tipo de material de la alcantarilla puede depender de la resistencia estructural, la rugosidad hidráulica, durabilidad (resistencia a la abrasión y corrosión), y la factibilidad de construcción. Las alcantarillas también pueden estar revestidas con otros materiales tales como concreto asfáltico para inhibir la corrosión y la abrasión, o para reducir la resistencia hidráulica.

De acuerdo al tipo de material con que están construidas las alcantarillas, éstas pueden adoptar formas y configuraciones diferentes.

La forma del conducto de la alcantarilla puede ser de conducto cerrado y conducto de fondo abierto. En el primer caso, las formas más comunes para alcantarillas de conducto cerrado son: circulares, cajón (rectangular o cuadrado), elíptica, cajón de metal, arco y el tubo-arco (figura 19).

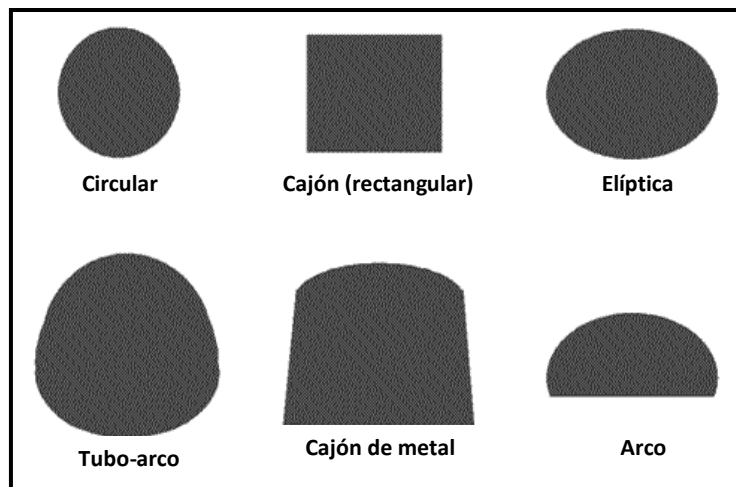


Figura 19. Tipos de formas en alcantarillas de conducto cerrado. Imagen tomada del sitio: <http://www.fhwa.dot.gov> (Fecha de actualización: 25 de Octubre de 2012).

Por ejemplo, las alcantarillas circulares son construidas de tubería de concreto reforzado, lámina corrugada de acero y polietileno de alta densidad, este tipo de alcantarillas tienen la ventaja, de que inmediatamente después del tendido del tubo se puede construir el terraplén, y dependiendo del área del drenaje se pueden encontrar en arreglos de uno o múltiple batería de tubos, en la figura 20 se muestra un ejemplo de una alcantarilla de tubería de concreto.



Figura 20. M. en I. Arroyo Hernández Patrocinio, Fotografía en la que se aprecia una alcantarilla de tubo de concreto, con sus respectivos muros de cabeza y aleros los cuales sirven para impedir que el material del terraplén invada la entrada y salida de la alcantarilla, así como también contribuyen a mejorar el funcionamiento hidráulico de la alcantarilla. Autopista Durango-Mazatlán, julio de 2012.

Las alcantarillas de tubo-arco, elíptica y arco en general están construidas en materiales de lámina corrugada de acero y concreto reforzado siendo el primero el material más común para las dos primeras formas. Estos tres tipos de alcantarillas por lo regular son empleadas cuando la altura de la carretera puede estar limitada o cuando la sección del canal es muy amplia, de igual manera pueden estar configuradas en una o múltiples alcantarillas, algunos ejemplos de éstas alcantarillas se pueden observar en las figuras 21 y 22.



Figura 21. Alcantarilla de Tubo -arco de lámina de metal corrugado de acero.
Imagen tomada del sitio:
<http://www.mass.gov/dfwele/der/freshwater/rivercontinuity/bronsonbrook.htm>
(Fecha de actualización: 26 de Octubre de 2012).



Figura 22. Alcantarilla de arco de concreto reforzado.
Imagen tomada del sitio:
<http://www.vermontbiz.com/news/december/vermont-appeals-fema-decision-deny-public-assistance-culvert-repair>
(Fecha de actualización: 11 de Enero de 2013).

Las alcantarillas de cajón (rectangular-cuadrado) (figura 23) son estructuras de concreto reforzado, que se construyen en sitio con una sección transversal constante rectangular o

cuadrada, su construcción requiere cuidados especiales ya que la alcantarilla trabaja en conjunto como un marco rígido que absorbe el peso y el empuje del terraplén, la carga viva y la reacción del terreno, en algunas ocasiones estas alcantarillas pueden no tener material del terraplén encima de ellas por lo cual su diseño estructural debe ser más cuidadoso.



Figura 23. Imagen en la que se observa una alcantarilla de cajón de concreto reforzado, con sus bordes de entrada biselados. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

Por su parte las alcantarillas de cajón de metal (figura 24) representan una solución práctica y económica, se construyen en sitio a base placas estructurales de aluminio lo cual hace que sea una estructura ligera de instalación fácil y rápida.

Debido a su material pueden ajustarse a los requerimientos de altura y ancho en función de las condiciones del sitio.



Figura 24. Alcantarilla de cajón de metal (aluminio estructural). Imagen tomada del sitio: <http://www.metal-culvert.com/culvert/aluminum-box-culvert.html> (Fecha de actualización: 28 de Octubre de 2012).

Por otro lado, cuando el conducto de la alcantarilla es de fondo abierto las formas para este caso son de caja y diversas configuraciones de arco como se muestra en la figura 25.

El empleo de este tipo de alcantarillas (figura 26) es recomendable en cauces con gran cantidad de arrastre de sedimentos (gravas y guijarros) ya que la abrasión causada por el movimiento del material sedimentado puede causar la rápida destrucción del fondo de la alcantarilla, además el uso de estos tipos de alcantarillas minimiza los impactos en el arroyo ya que promueven la migración de especies acuáticas.

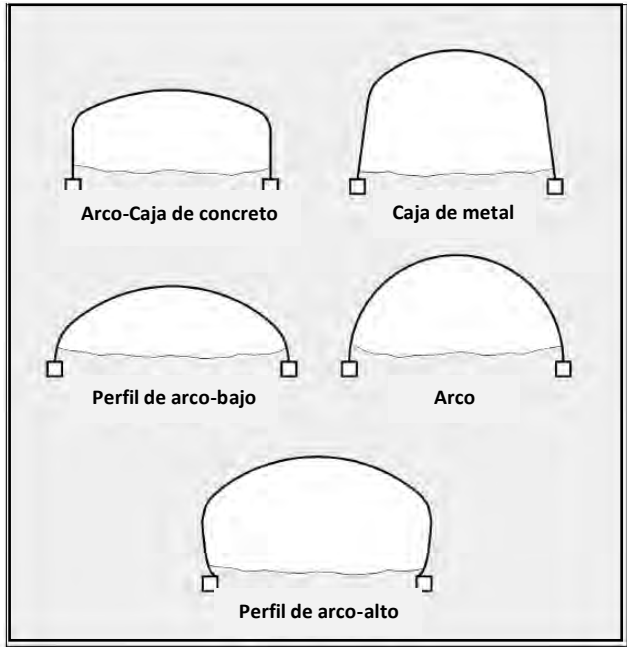


Figura 25. Formas comunes para alcantarillas de fondo abierto. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6



Figura 26. Alcantarilla de arco de fondo abierto. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

La selección de la forma de la alcantarilla, usualmente puede estar basado en el costo de la construcción de la estructura, las limitaciones de la altura de agua a la entrada y salida, altura del terraplén de la carretera, y el rendimiento hidráulico.

D. LOCALIZACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS

La localización de la alcantarilla con respecto al camino se determina por inspección de los planos o en el campo, y generalmente estarán ubicadas sobre el eje de un curso de agua natural o artificial existente, tal como se muestra en la figura 27, en el fondo de una depresión en el caso de que no exista un curso de agua o sea intermitente, y en lugares que se requiera que pase el agua de las cunetas por debajo del camino o carretera en éste último caso a las alcantarillas se les nombra alcantarillas de alivio (figura 28).



Figura 28. Luis Carlos Moreno Padilla, En esta fotografía se observa el cruce del camino con un drenaje artificial, para salvarlo, se empleó una alcantarilla de tubo de concreto. Autopista Peñón-Texcoco, Texcoco Edo. de México, octubre de 2012.



Figura 27. Luis Carlos Moreno Padilla, En esta fotografía se muestra una alcantarilla de alivio ubicada en el camellón central de la Autopista Peñón-Texcoco, para desalojar el exceso de agua que pudiera acumularse en la carpeta asfáltica., Texcoco Edo. de México, octubre de 2012.

En algunas zonas, resulta un tanto difícil la selección del curso natural de la corriente, como en los lugares donde el lecho de la misma no está en posición estable, sino que cambia con el paso del tiempo; en estos casos, debe aplicarse el criterio para seleccionar la ubicación más adecuada de la alcantarilla y de ser necesario se realizará alguna obra en el cauce para asegurar el funcionamiento apropiado de la alcantarilla.

E. ALINEAMIENTO DE ALCANTARILLAS

Alineamiento normal

Por lo regular, el alineamiento de la alcantarilla debe coincidir con el de la corriente natural, y de ser posible, deberá cruzar el camino en ángulo recto, como se muestra en la figura 29.



Figura 29. Anónimo, En la imagen se aprecia como el cauce cruza de manera perpendicular el eje longitudinal de la carretera. Carretera 180 (Costera del Golfo), Veracruz.
Imagen tomada del sitio:
<http://www.slideshare.net/angelarmengol/danos-carreteras-veracruz-sct>
(Fecha de actualización: 4 de Noviembre de 2012).

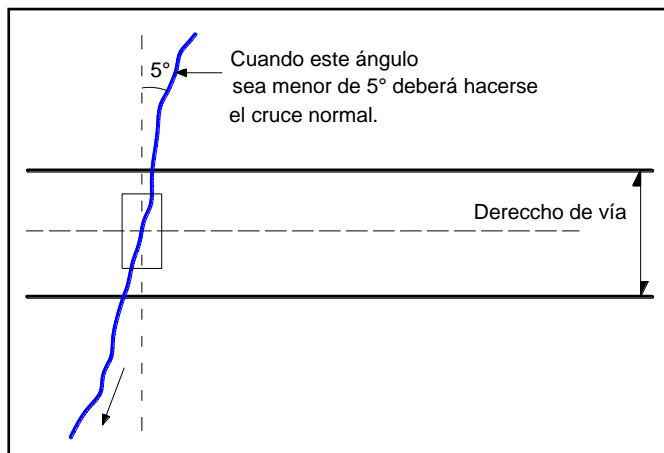


Figura 30. Alcantarilla en cruce normal. Imagen tomada de:
Referencia bibliográfica No. 4

Cuando el esviamiento de una corriente sea igual o menor a 5° (figura 30) es preferible hacer la estructura perpendicular o normal al camino suprimiendo el esviamiento y rectificando ligeramente el cauce. Cuando la forma del cauce se ajusta a la dirección de la alcantarilla, basta poner aleros o muros de cabeza para encauzar el agua.

Por otro lado, cuando la forma del cauce es irregular o serpenteante, o bien se encuentra cubierto de piedras y maleza, se deberá elegir el lugar más adecuado para cruzar el cauce, tal como se puede ver en la figura 31; o bien será necesario rectificar un trecho a la entrada y salida de la alcantarilla para encauzar el agua.

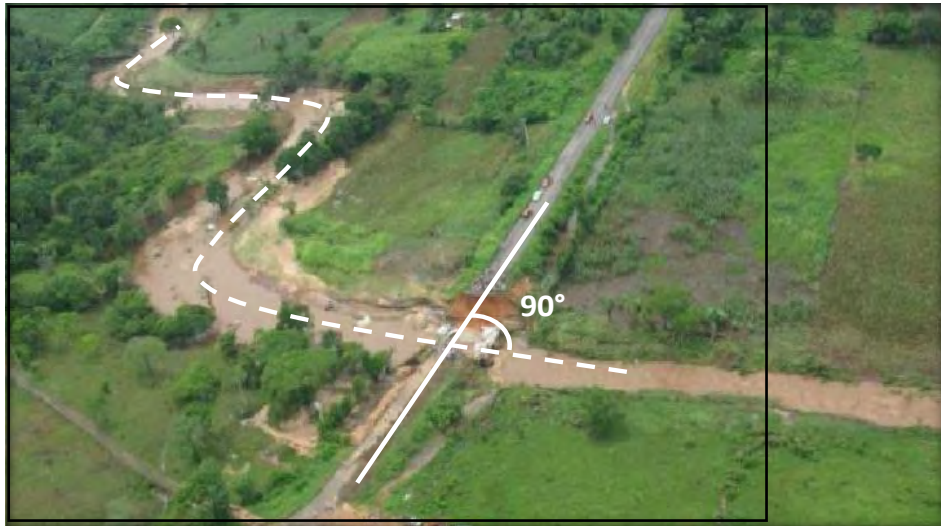


Figura 31. Anónimo, Ubicación y alineamiento de una alcantarilla en cauce serpenteante. Carretera 180 (Costera del Golfo), Veracruz.
Imagen tomada del sitio:
<http://www.slideshare.net/angelarmengol/danos-carreteras-veracruz-sct>
(Fecha de actualización: 4 de Noviembre de 2012).

Alineamiento esviado

En muchas ocasiones es necesario que las alcantarillas crucen el camino en un ángulo distinto al recto, cuando se presentan estas condiciones de esviamiento, al localizar una alcantarilla deberá procurarse no forzar los cruces para hacerlos normales al eje del camino, ya que en estos casos los ahorros económicos obtenidos

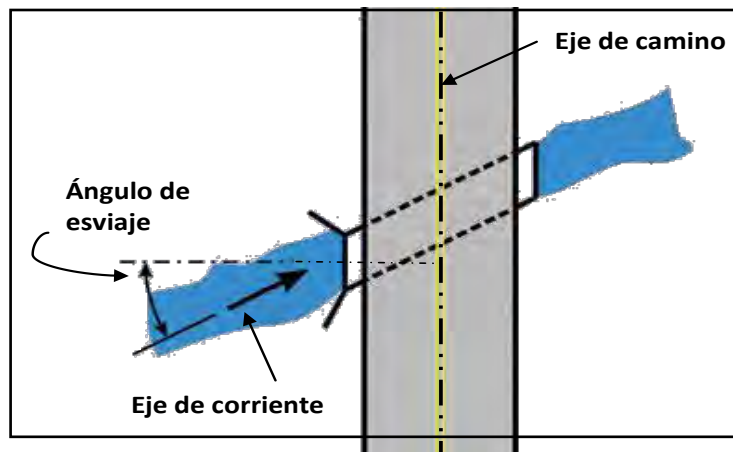


Figura 32. Anónimo, Alcantarilla esviada.
Imagen tomada del sitio:
<http://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/05sep/07>
(Fecha de actualización: 6 de Noviembre de 2012).

con cruces normales casi nunca compensa los gastos de conservación ocasionados por la erosión del agua al sufrir ésta fuertes desviaciones. El alineamiento esviajado, se presenta en aquellos casos en los que la dirección de la corriente con la normal al eje del camino forme un ángulo mayor de 5° , por lo cual en estas circunstancias es mejor alinear la alcantarilla con el arroyo sin importar de que resulte construir una alcantarilla más larga (figura 32); por el contrario si en éstas condiciones se construye una alcantarilla en alineación normal requeriría canalizar el cauce con codos más o menos forzados que son vulnerables al embate del agua, produciéndose deslaves en los lugares de máxima velocidad y azolves en aquellos de velocidad mínima.

F. PENDIENTE DE LAS ALCANTARILLAS

En general, cuando se instala una alcantarilla los cambios de la pendiente deben ser estudiados cuidadosamente de tal modo que no se produzcan efectos indeseables, ya que estas modificaciones de pendiente pueden usarse para disminuir la erosión tanto en el cauce o en el cañón de la alcantarilla, inducir el depósito de sedimentos, mejorar las condiciones hidráulicas, acortar las alcantarillas o reducir los requerimientos estructurales.

Es muy frecuente recomendar que la alcantarilla tenga la misma pendiente que el lecho de la corriente, es decir que se debe hacer coincidir en la medida de lo posible ambas pendientes, así como también se deben evitar cambios bruscos de pendiente dentro de la alcantarilla. Por ejemplo, si en la alcantarilla se reduce la pendiente, puede dar lugar a una reducción en la velocidad, lo que hará que el sedimento transportado por el agua se deposite en la entrada o a lo largo de la alcantarilla, con lo que se reduce la capacidad de la estructura.

Por el contrario, cuando la pendiente de la alcantarilla es mayor que la que existe en el canal o cauce natural, pueden obtenerse velocidades más altas a lo largo y en la salida de la misma. Las altas velocidades a la salida son indeseables ya que pueden ocasionar problemas de socavación o erosión del cauce después de la alcantarilla, lo que obligará a la implementación de dispositivos especiales para contrarrestar dicho problema.

En las figuras 33 y 34 se indican algunos de los perfiles longitudinales de alcantarillas más usuales que se pueden llegar a presentar.

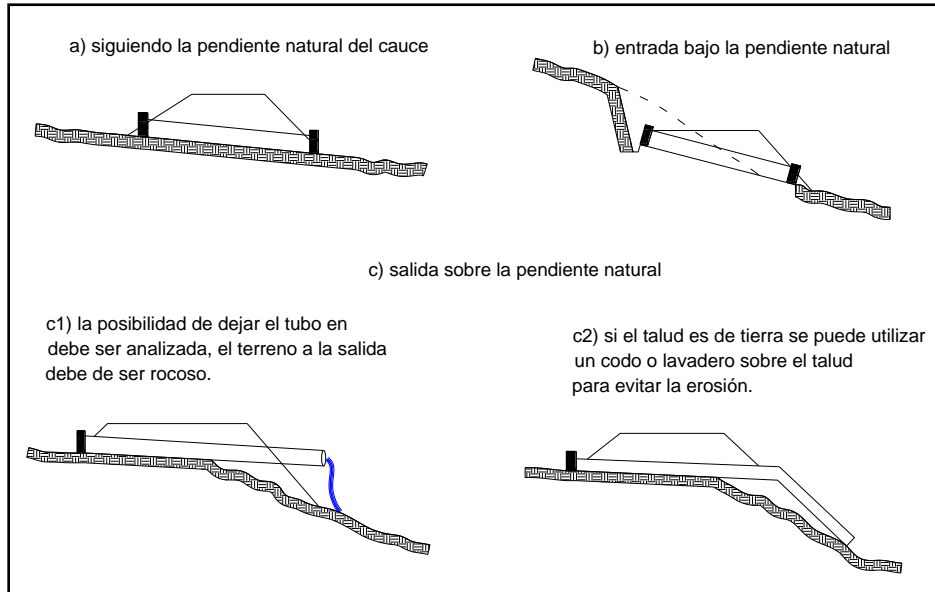


Figura 33. Anónimo, Diferentes pendientes de las alcantarillas.

Imagen tomada del sitio:

<http://www.mopc.gov.py/mopcweb/pdf/1278/anexo a4 - et hidrologia e hidrulica.pdf>
 (Fecha de actualización: 16 de Noviembre de 2012).

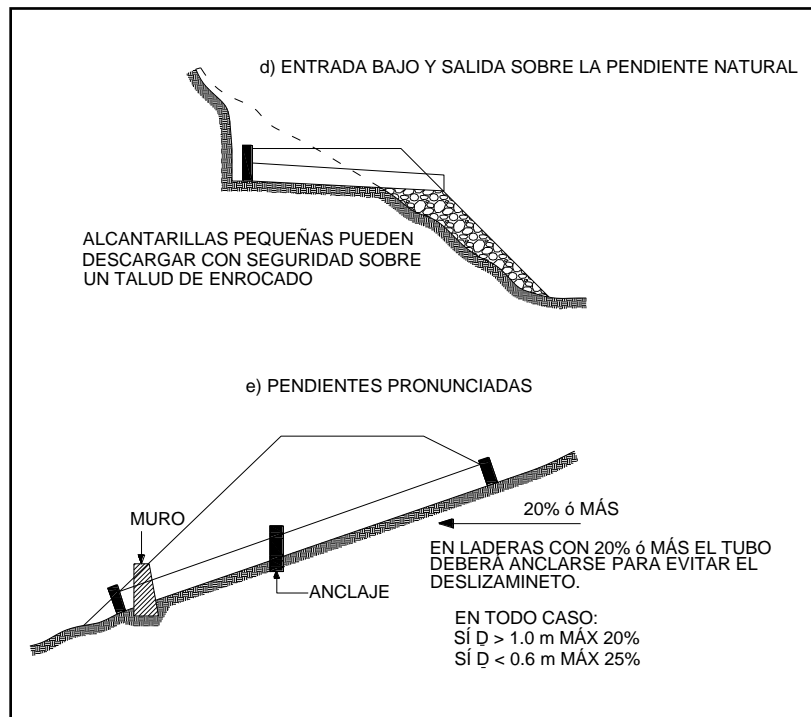


Figura 34. Anónimo, Diferentes pendientes de las alcantarillas.

Imagen tomada del sitio:

<http://www.mopc.gov.py/mopcweb/pdf/1278/anexo a4 - et hidrologia e hidrulica.pdf>
 (Fecha de actualización: 16 de Noviembre de 2012).

Una alcantarilla debe proyectarse con la idea de proporcionar el área hidráulica suficiente, contemplando también la posible obstrucción originada por los materiales que pudieran depositarse, de acuerdo a esto, como es difícil impedir los azolves en las alcantarillas se debe evitar que haya cambios bruscos de velocidad, procurando siempre que la pendiente de la alcantarilla sea la misma que la del cauce.

G. LONGITUD DE LA ALCANTARILLA

La longitud de la alcantarilla depende del ancho de la corona del camino, de la altura del terraplén, del talud del mismo, de la pendiente de la alcantarilla y del ángulo de esviajamiento. El cañón deberá ser lo suficientemente largo para que no corra el peligro de obstruirse en sus extremos con el material del terraplén que pudiera deslavarse durante las lluvias; por el contrario si la alcantarilla es demasiado corta, puede resultar poco económica debido a su baja eficiencia y a su crecido costo de conservación que requiere.

La mejor manera de determinar la longitud de la estructura es hacerlo mediante un plano de la sección transversal del terraplén y un plano y perfil de la corriente, en la figura 35 se ejemplifica cómo obtener la longitud de la alcantarilla.

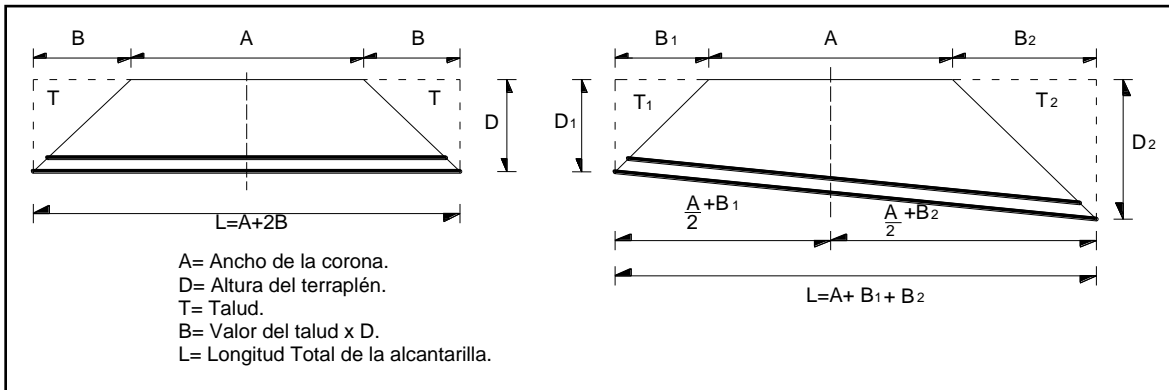


Figura 35. Ejemplo de 2 secciones transversales de un camino para determinar la longitud de una alcantarilla. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 4

H. FACTORES QUE INTERVIENEN EN ELECCIÓN DEL TIPO DE ALCANTARILLA

Para saber qué tipo de alcantarilla es el más adecuado que se debe utilizar en un lugar determinado, se deben considerar aspectos tanto técnicos como económicos. El primer aspecto, va encaminado primordialmente a *garantizar la funcionalidad hidráulica y estructural* de la alcantarilla, considerando en primer lugar las necesidades hidráulicas que se tengan en el sitio, y en segundo lugar dependerá de la resistencia requerida para soportar las cargas vivas y muertas que graviten sobre la estructura, sea por ejemplo el peso del relleno encima de la alcantarilla, el peso de los equipos de construcción antes de que la alcantarilla se encuentre protegida y el peso de los múltiples vehículos que transiten por el camino cuando ya esté en uso. En cuanto al aspecto económico se refiere, se puede decir que éste está condicionado a distintos factores algunos como:

- a) Altura del terraplén.
- b) Forma de sección de escurrimiento en el cruce.
- c) Capacidad de sustentación del terreno (cimentación).
- d) Materiales de construcción de la alcantarilla.
- e) Proceso de instalación de la alcantarilla.

En resumen, se puede mencionar que si después de realizar un análisis detenido de todos los factores a contemplar resultan una o varias obras con tipo y dimensiones diferentes de alcantarillas, en la elección definitiva es importante unificar los dos aspectos principales mencionados al principio hasta donde sea posible. Por ejemplo, puede que se tenga dos o más alternativas de tipo de alcantarillas a elegir para un mismo sitio; sin embargo, se seleccionará la opción que esté al alcance del presupuesto económico disponible, pero sin comprometer en ningún momento la funcionalidad hidráulica y estructural de la alcantarilla.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 ASPECTOS GENERALES DE LA CUENCA HIDROLÓGICA

De manera general, la cuenca hidrológica (figura 36) se puede definir como la 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 cuenca hidrológica está delimitada por el *parteaguas*, que es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor elevación topográfica y la separa de las áreas vecinas. En ocasiones es necesario dividir una cuenca de gran tamaño en sub-cuencas, y éstas últimas a su vez en microcuencas, las cuales están delimitadas a su vez por sus respectivos parteaguas.

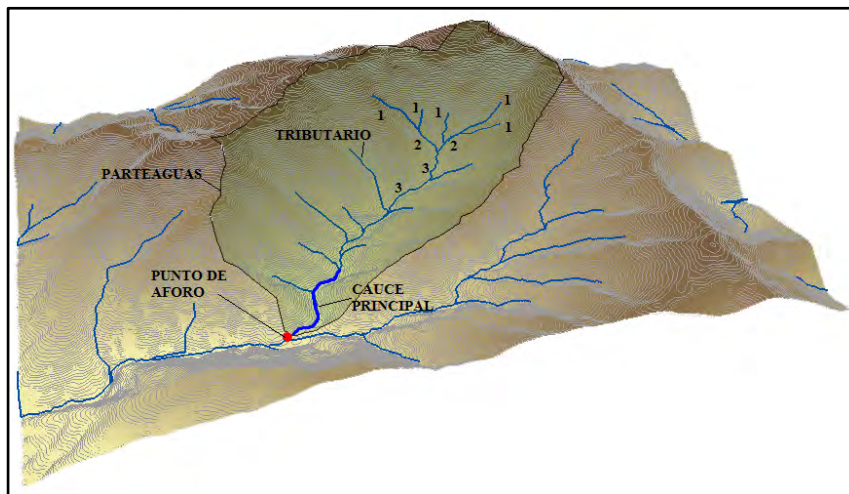


Figura 36. Anónimo, Cuenca hidrológica en la que se observa algunas de sus particularidades principales como el parteaguas, el orden de las corrientes, el cauce principal y el punto de aforo.

Imagen tomada del sitio:

<http://acolita.com/delimitar-automticamente-micro-cuenca-hidrografica-especifica-en-arccgis/>

(Fecha de actualización: 30 de Noviembre de 2012).

A. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

Las principales características fisiográficas de una cuenca que influyen de manera más importante en el comportamiento del escurrimiento son el área, forma, elevación y pendiente de la cueca, así como también la longitud y pendiente del cauce principal de la red de drenaje.

Área de la cuenca

Tabla1. Clasificación de una cuenca en función de su tamaño.	
Tamaño de la cuenca km ²	Descripción
< 25	muy pequeña
25 a 250	pequeña
250 a 500	intermedia pequeña
500 a 2500	intermedia grande
2500 a 5000	grande
> 5000	muy grande

Este concepto se define como la superficie plana observada en proyección horizontal delimitada por el parteaguas, y está normalmente expresada en Km². De acuerdo al tamaño del área de la cuenca, éstas se pueden clasificar como se muestra en la tabla 1.

Forma de la cuenca

Estas características influyen en la manera de cómo se comporta el escurrimiento dentro de la cuenca, dado que éste puede presentar un comportamiento diferente aun cuando dos cuencas tengan la misma área, pudiéndose observar más claramente esta diferencia en la forma del hidrograma (ver figura 49).

✓ Índice de forma

$$I_f = \frac{A}{L^2} \quad (1)$$

donde: I_f = Índice de forma de la cuenca, adimensional.
 A = Área de la cuenca, Km².
 L = Longitud del cauce principal, Km.

✓ Relación de elongación

$$Re = 1.1284 \frac{\sqrt{A}}{L} \quad (2)$$

donde: Re = Relación de elongación, adimensional.

sí: $Re < 1$ Forma alargada.
 $Re = 1$ Forma circular.
 $Re > 1$ Forma achatada.

✓ *Relación de circularidad*

$$Rc = 12.5663 \frac{A}{P^2} \quad (3)$$

donde: Rc = Relación de circularidad, adimensional.
 P = Perímetro de la cuenca, Km.

sí: $Rc < 1$ Forma alargada.
 $Rc = 1$ Forma circular.
 $Rc > 1$ Forma achatada.

✓ *Coefficiente de compacidad*

$$K = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (4)$$

donde: K = Coeficiente de compacidad, adimensional.

sí: $K < 1$ Forma achatada.
 $K = 1$ Forma circular.
 $K > 1$ Forma alargada.

Tipos de cuencas.

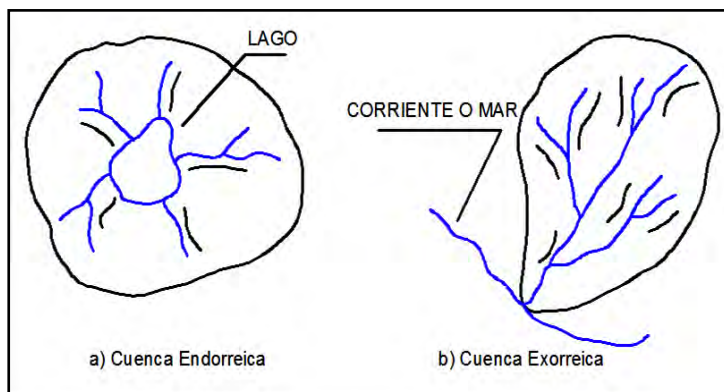


Figura 37. Tipos de cuenca en función de sus salidas. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 4

En función de las salidas de la cuenca, éstas se pueden clasificar en: *endorreicas* y *exorreicas*, (figura 37) dentro de las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; mientras que las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar.

Pendiente de la cuenca

Este aspecto afecta el comportamiento de la infiltración, la humedad del suelo, la contribución de agua subterránea al flujo en los cauces y el escurrimiento. La pendiente de la cuenca gobierna en gran medida la velocidad y duración con la que se da el escurrimiento sobre el terreno influyendo de manera directa en la magnitud de las avenidas. Existen diversos métodos para calcular el valor de la pendiente: Alvord, Horton y Nash, de entre los cuales a continuación se explica el **método de Horton**.

En este criterio se traza una malla de cuadrados sobre el plano de área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar en el sentido de la corriente principal. Si la cuenca es de 250 Km² o menor se requiere por lo menos una malla de cuatro cuadrados por lado, si la cuenca es mayor de 250 Km² deberá incrementarse el número de cuadrados de la malla, ya que la aproximación del cálculo depende del tamaño de ésta. Una vez hecho lo anterior, se mide la longitud de cada línea de la malla comprendida dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se valúa como:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad (5)$$

$$S_y = \frac{N_y D}{L_y} \quad (6)$$

- donde:
- S_x = Pendiente de la cuenca en la dirección x , adimensional.
 - S_y = Pendiente de la cuenca en la dirección y , adimensional.
 - N_x = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección x con las curvas de nivel.
 - N_y = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección y con las curvas de nivel.
 - L_x = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección x , comprendidas dentro de la curva, Km.
 - L_y = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección y , comprendidas dentro de la curva, Km.
 - D = Desnivel constante entre curvas de nivel, Km.

Finalmente, la pendiente media de la cuenca puede determinarse como:

$$S_c = \frac{N D \sec\theta}{L} \quad (7)$$

donde: $L = L_x + L_y$
 $N = N_x + N_y$
 $\theta =$ Ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

Como resulta demasiado laborioso determinar la $sec\theta$, de cada intersección, Horton sugiere usar un valor promedio de 1.57. En la práctica es igualmente eficaz ignorar el término $sec\theta$, o bien considerar el promedio aritmético de las pendientes S_x y S_y como pendiente de la cuenca, por tanto la pendiente se calcula como:

$$S_c = \frac{S_x + S_y}{2} \quad (8)$$

Elevación media de la cuenca

La elevación media de la cuenca puede obtenerse fácilmente con el método de las intersecciones, mediante el trazo una malla generada sobre el plano topográfico del sitio en estudio, Para cada una de las intersecciones dentro de la cuenca se obtiene el valor de la elevación E_i (msnm), por lo que solamente se requiere obtener el promedio del todas las intersecciones generadas en la malla. La pendiente media se determina con:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^N E_i}{n_{T \text{ int.}}} \quad (9)$$

donde: $n_{T \text{ int.}}$ = Número total de intersecciones en la malla.

Red de drenaje

La red de drenaje es el sistema de cauces naturales, por el cual circulan los escurrimientos superficiales, subsuperficiales y subterráneos en forma temporal o permanente. Su importancia se manifiesta en la eficiencia que tiene el sistema para drenar el escurrimiento dentro de la cuenca. Por otra parte la forma del drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y superficie de la cuenca. Las características que determinan la red de drenaje son:

 Tipo de corriente

- Perene. Conduce agua todo el tiempo, ya que aun en época de sequia es abastecida continuamente, pues el nivel freático permanece siempre por arriba del fondo del cauce.
- Intermitente. Lleva agua la mayor parte del tiempo, principalmente en épocas de lluvia, su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

- Efímera. En estas corrientes el nivel freático siempre está por debajo del fondo del cauce y solo lleva agua inmediatamente después de una tormenta.
- ✚ Orden de corrientes (i). Es una clasificación que indica el grado de bifurcación o ramificación de una corriente dentro de la cuenca. Una corriente de orden 1 no tiene ningún tributario, una corriente de orden 2 sólo tiene tributarios de orden 1, una corriente de orden 3 tienen tributarios de orden 2, etc. (ver figura 36).
- ✚ Longitud de tributarios. Es un indicador de la pendiente de la cuenca y del grado de drenaje, medida en Km.
- ✚ **Longitud del cauce principal.** Se mide en Km, y se estima para la corriente de mayor orden de la cuenca.
- ✚ Densidad de corriente D_C . Es un coeficiente que expresa la relación entre el número total de corrientes (N_{TC}) y el área drenada A en Km^2 .

$$D_C = \frac{N_{TC}}{A} \quad (10)$$

- ✚ Densidad de drenaje D_d . Esta característica proporciona una información más real que la anterior ya que se expresa como la longitud total de las corrientes perenes e intermitentes (L_{TC} , Km) por unidad de área (Km^2).

$$D_d = \frac{L_{TC}}{A} \quad (11)$$

Pendiente del cauce principal

La pendiente del cauce principal constituye un factor importante en la respuesta de una cuenca ante la ocurrencia de una tormenta. Dado que la pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media. En general la pendiente de un tramo de río se considera como el desnivel entre los extremos del tramo, dividido entre la longitud horizontal de dicho tramo, (ver figura 38), así para este caso se tiene:

$$S = \frac{\Delta h}{L} \quad (12)$$

donde:

- S = Pendiente del tramo del cauce.
- Δh = Desnivel entre los extremos del tramo del cauce, m.
- L = Longitud horizontal del tramo del cauce.

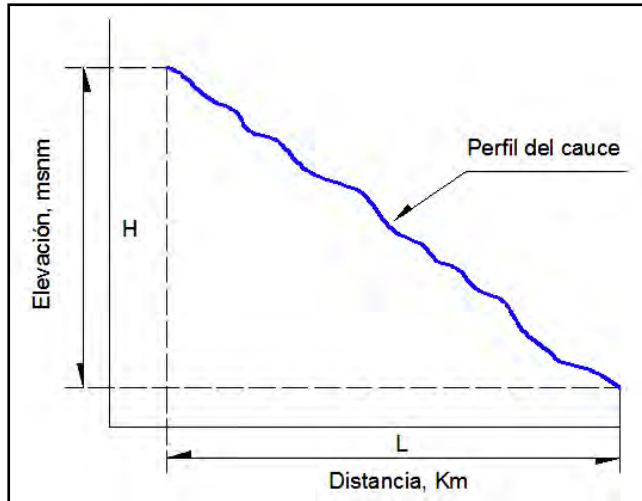


Figura 38. Pendiente del cauce principal. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 1

Por otro lado el criterio más empleado para obtener una buena estimación de la pendiente media se logra al aplicar la ecuación que propone Taylor y Schwarz, la cual se basa en considerar que el río está formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual a la de la corriente en cuestión.

Si se subdivide el río en estudio en tramos iguales de longitud Δx , se tiene que el tiempo de recorrido t_i por tramo i es:

$$t_i = \frac{\Delta x}{V_i} \quad (13)$$

donde V_i es la velocidad media del tramo, la cual de acuerdo con Chezy se puede expresar como:

$$V_i = C_i \sqrt{R_i S_i} = k \sqrt{S_i} \quad (14)$$

donde k es una constante y S_i es la pendiente del tramo i . De acuerdo con esto, el tiempo de recorrido será:

$$t_i = \frac{\Delta x}{k \sqrt{S_i}} \quad (15)$$

Por otra parte el tiempo total de recorrido, es la suma de los tiempos parciales t_i ; además, se puede calcular de acuerdo con la ecuación (15) como:

$$T = \frac{L}{k \sqrt{S}} \quad (16)$$

- donde:
- k = Constante.
 - L = Longitud total del tramo del río en estudio.
 - S = Pendiente media del tramo del río en estudio.
 - T = Tiempo total de recorrido.

de las ecuaciones (15 y 16) se tiene que: $\frac{L}{k\sqrt{S}} = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{k\sqrt{S_i}}$ (17)

y como $L = m \Delta x$, sustituyendo y realizando las operaciones correspondientes se encuentra que:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (18)$$

donde: m = Número de segmentos iguales en los cuales se subdivide el tramo en estudio.
 S = Pendiente media del tramo en estudio.
 $S_1, S_2, \dots S_m$ = Pendiente de cada segmento según la ecuación (12).

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuanto más grande sea el número de segmentos en los cuales se subdivide el tramo del río por analizar. De manera adicional, también se puede obtener una expresión para el caso en que las longitudes de los tramos no sean iguales.

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (19)$$

donde: L = Longitud del cauce principal, m, Km.
 $l_1, l_2, \dots l_m$ = Longitud de cada segmento, m, Km.
 $S_1, S_2, \dots S_m$ = Pendiente de cada segmento según la ecuación (12).

Coefficiente de escurrimiento

Mediante el uso y análisis de las cartas geológicas, topográficas, edafológicas y de uso de suelo, este coeficiente permite inferir, mediante el método racional, la infiltración del agua en el suelo y la relación entre el agua que escurre y la que se precipita.

Por tanto este coeficiente está determinado por las condiciones de la superficie de la cuenca, dadas por la geología, el tipo y el uso del suelo, el tipo y densidad de la vegetación, y la existencia de cuerpos de agua, naturales o construidos por el hombre.

B. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS DE LA CUENCA

1.- PRECIPITACIÓN

La precipitación se caracteriza por la variación de las intensidades de lluvia dentro de la cuenca respecto a la duración de las tormentas que las generan con diferentes periodos de retorno (Tr).

La intensidad de lluvia (I), expresada normalmente en milímetros por hora, es la relación entre un incremento de altura de precipitación (P) ocurrida y el tiempo de duración (t) que la generó, y su variación se representa en forma gráfica mediante curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, las que se determinan en función de los datos hidrológicos disponibles.

Periodo de retorno

El periodo de retorno Tr , expresado en años, se define como el número promedio de años en que un evento hidrológico de magnitud X puede ser igualado o excedido. La probabilidad de que un evento con un periodo de retorno Tr ocurra en cualquier año es:

$$q = \frac{1}{tr} \quad (20)$$

En un conjunto de eventos máximos anuales, ya sean gastos o lluvias, el periodo de retorno que se asocia a cada uno de ellos puede ser estimado mediante la fórmula de Weibull:

$$Tr = \frac{N+1}{m} \quad (21)$$

en la cual: Tr = Período de retorno, en años.
 N = Número de años de registro.
 m = Rango de los gastos máximos anuales, ordenados en forma decreciente, correspondiendo $m = 1$ al gasto más grande de los registrados.

La fórmula de Weibull es la más eficiente para calcular la posición gráfica de los datos para cualquier función de distribución de probabilidad y es la más comúnmente utilizada.

Tabla 2. Periodo de retorno para estructuras menores.	
Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)
Bordos	2 a 50
Zanja para drenaje	5 a 50
Drenaje de aguas pluviales	2 a 10
Drenaje en aeropuertos	5
Drenaje en carreteras	25 a 50

En la tabla 2 se presentan algunos valores de los periodos de retorno asignados a estructuras menores, en este tipo de estructuras quedan comprendidas por ejemplo los bordos, presas pequeñas, alcantarillas que cruzan carreteras, drenaje urbano, etc.

Curvas-Intensidad-Duración-Periodo de Retorno

Las curvas intensidad-duración-periodo de retorno (*i-d-Tr*), relacionan la intensidad de la precipitación con el intervalo de tiempo que dura, y con el periodo promedio que transcurre entre dos precipitaciones de intensidad de igual o mayor que la considerada. Para definir estas curvas es necesario contar con el registro de un pluviógrafo instalado de preferencia dentro de la cuenca en estudio, y que tenga un periodo suficientemente grande de años de registro, de acuerdo con la vida útil de la obra y el periodo de diseño que se considere. Uno de los métodos que permiten elaborar las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno (*i-d-Tr*), es el *método de regresión lineal múltiple*, que a continuación se describe.

El **método de regresión lineal múltiple**, se basa en una función de distribución, para elaborar las curvas (*i-d-Tr*), relaciona simultáneamente tres variables en una familia de curvas cuya ecuación es:

$$i = \frac{kTr^m}{d^n} \quad (22)$$

donde:

- i = Intensidad de lluvia, mm/hr.
- Tr = Periodo de retorno, años.
- d = Duración de la tormenta, minutos.
- k, m, n = Constantes que deberán obtenerse después de aplicar el método de regresión lineal múltiple.

Si se toman logaritmos de la ecuación (22) se obtiene:

$$\log i = \log k + m \log Tr - n \log d \quad (23)$$

o bien:

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 \quad (24)$$

donde:

- y = $\log i$
- a_0 = $\log k$
- a_1 = m
- x_1 = $\log Tr$
- a_2 = $-n$
- x_2 = $\log d$

Al hacer un ajuste de regresión lineal múltiple la ecuación (24) se puede resolver por medio del siguiente sistema de ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma y &= N a_0 + a_1 \Sigma x_1 + a_2 \Sigma x_2 \\ \Sigma(x_1 y) &= a_0 \Sigma x_1 + a_1 \Sigma(x_1^2) + a_2 \Sigma(x_1 x_2) \\ \Sigma(x_2 y) &= a_0 \Sigma x_2 + a_1 \Sigma(x_1 x_2) + a_2 \Sigma(x_2^2) \end{aligned} \right\} (25)$$

donde: N = Número de datos total de la muestra de precipitaciones máximas.

Una vez calculados los coeficientes a_0 , a_1 y a_2 es posible valorar los parámetros k , m y n de la ecuación (22). Los pasos más representativos para elaborar las curvas ($i-d-Tr$) son los siguientes:

1. El primer paso es convertir las alturas de precipitación a intensidades, para ello se divide las alturas de precipitación entre sus respectivas duraciones.
2. Una vez con los datos transformados a intensidades, se ordenan de manera decreciente y se le asigna a cada uno un periodo de retorno con la ecuación. (21).
3. Se calculan los parámetros y , x_1 , x_2 , sus productos, cuadrados y sumas indicadas en el sistema de ecuaciones (25).
4. Se sustituyen los resultados obtenidos del paso anterior, en el correspondiente sistema de ecuaciones (25) y se resuelve, obteniendo así los valores de los coeficientes a_0 , a_1 , y a_2 , determinando así los valores de los parámetros k , m y n .
5. Se sustituyen los valores de a_0 , a_1 , a_2 , k , m y n en la ecuación (22), obteniendo así la ecuación matemática que representa a las curvas ($i-d-Tr$).
6. Se valúa la ecuación resultante del paso anterior para diferentes periodos de retorno y duraciones construyendo así las curvas intensidad-duración-periodo de retorno.
7. Finalmente con las curvas ($i-d-Tr$) construidas y un tiempo de concentración previamente establecido se puede determinar la intensidad de proyecto requerida, para un periodo de retorno determinado.

2.- ESCURRIMIENTO

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca. El escurrimiento puede ser de tres tipos diferentes:

- *Escurrecimiento superficial.* Es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que ésta cese. La parte de la precipitación que contribuye al escurrimiento superficial se denomina *precipitación en exceso o efectiva* y que constituye el *escurrimiento directo*.
- *Escurrecimiento subsuperficial.* Éste se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir debido a la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo.
- *Escurrecimiento subterráneo.* Es el que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se filtra a través del suelo. Este escurrimiento debido a que se produce bajo el nivel freático es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el *escurrimiento base*.

La clasificación anterior es ilustrativa y no deja de ser arbitraria, ya que el agua puede iniciar su viaje hacia una corriente como flujo superficial e infiltrarse en el camino terminando como escurrimiento subsuperficial o subterráneo; o a la inversa.

Lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de las correspondientes avenidas.

2.2 ECUACIONES BÁSICAS

ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

El fundamento general de la ecuación y/o principio de continuidad, se puede decir que se basa en el concepto del *flujo permanente o estacionario*. Este tipo de flujo se define, a partir de la idea de suponer que en una sección de escurrimiento a superficie a libre, el área hidráulica A en dicha sección no cambia, al transcurrir el tiempo.



Figura 39. Flujo permanente. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 9

En base a esta definición, puede concluirse lo siguiente: si el área hidráulica de la sección es constante, necesariamente el gasto Q será siempre el mismo y, por consiguiente la velocidad V y el tirante h en la sección tampoco varían con el tiempo, ver figura 39. Todas estas características se pueden presentar de la siguiente forma:

$$\frac{\delta A}{\delta t} = \frac{\delta Q}{\delta t} = \frac{\delta V}{\delta t} = \frac{\delta h}{\delta t} = 0 \quad (26)$$

es decir, los parámetros indicados son independientes del tiempo para cada sección. En efecto el hecho de que un flujo sea permanente no implica que todas las secciones sean iguales entre sí. Cuando esto sucede, en realidad se trata de un caso particular del flujo permanente que se llama *flujo uniforme*; por otro lado cuando el flujo varía con respecto al tiempo, se denomina *flujo no permanente o no estacionario*. Mencionado lo anterior, se puede decir que la ecuación y/o principio de continuidad establece que: el gasto Q que pasa en un determinado instante por una sección dada, se expresa como el producto de la velocidad media V en esa sección del escurrimiento por el área hidráulica A , es decir:

$$Q = VA \quad (27)$$

señalado anteriormente, en un flujo permanente el gasto Q es constante en cualquier sección. Es decir en dos secciones, 1 y 2, escogidas al azar en un mismo escurrimiento, es válida la relación:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (28)$$

Asimismo, el concepto de flujo permanente implica también que el fluido pueda considerarse incompresible. Además, la ec. (28) se cumple sólo cuando no haya entradas o salidas entre las secciones 1 y 2, debido a que si eso sucediera, el gasto no sería el mismo entre dichas secciones.

ECUACIÓN DE LA ENERGÍA. TEOREMA DE BERNOULLI

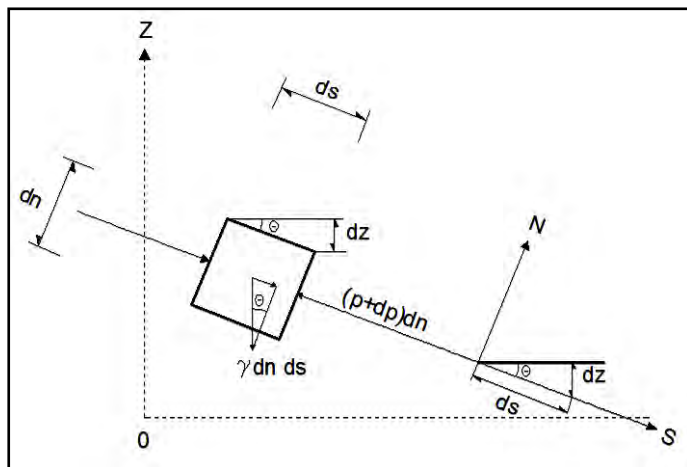


Figura 40. Referencia bibliográfica No. 9

Suponiendo que en un fluido perfecto en movimiento se toma un elemento diferencial de ancho unitario cuyas dimensiones están referidas al plano “N-S”, como se indica en la figura 40. El elemento se desplaza en la dirección positiva del eje S con una

velocidad instantánea V y está sometido a la acción de su propio peso y de las presiones indicadas. En estas condiciones la segunda ley de Newton ($\bar{F} = m\bar{a}$) dice:

$$\sum F_s = \frac{\gamma}{g} dn ds \frac{dV}{dt}$$

siendo $\sum F_s$, la suma de las fuerzas en la dirección del eje S. De acuerdo a la figura 40 y en la dirección mencionada, la expresión anterior conduce a:

$$[p - (p + dp)]dn + \gamma dn ds \text{sen}\theta = \frac{\gamma}{g} dn ds \frac{dV}{dt}$$

que simplificando queda:
$$-\frac{dp}{ds} + \gamma \text{sen}\theta - \frac{\gamma}{g} \frac{dV}{dt} = 0 \quad (29)$$

y según la figura 40:
$$\text{sen}\theta = -\frac{dz}{ds}$$

por lo que la expresión (29) equivale a la ecuación (30) que es la ecuación de Euler:

$$\frac{dp}{ds} + \gamma \frac{dz}{ds} + \frac{\gamma}{g} \frac{dV}{dt} = 0 \quad (30)$$

Por otra parte, siendo que en general, la velocidad V del elemento es una función del tiempo t y de su posición s , es decir $V = f(t, s)$, por definición de derivada total se tiene:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\delta V}{\delta t} + \frac{\delta V}{\delta s} \frac{ds}{dt} = \frac{\delta V}{\delta t} + V \frac{\delta V}{\delta s} \quad (31)$$

Y como el flujo es sólo en la dirección positiva del eje arbitrario S , se cumple:

$$\frac{\delta V}{\delta s} = \frac{dV}{ds}$$

Tratándose de flujo permanente y, de acuerdo con la ecuación (26), la expresión (31) se reduce a: $\frac{dV}{dt} = V \frac{dV}{ds}$ que sustituida en la ecuación (30) y después de simplificar permite escribir:

$$dp + \gamma dz + \frac{\gamma}{g} V dV = 0$$

al integrar esta ecuación diferencial se obtiene: $p + \gamma z + \gamma \frac{V^2}{2g} = cte$, pudiendo escribirse:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = cte. \quad (32)$$

Si se acepta por ahora, que todas las partículas del escurrimiento se desplazan como el elemento analizado, puede considerarse que esta expresión es válida para cualquier sección de un escurrimiento permanente. Esto significa que la suma de los tres términos indicados es igual en todas las secciones de un mismo escurrimiento permanente. Así, para las secciones 1, 2, 3, ..., i , la ecuación (32) se escribe:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} = z_3 + \frac{P_3}{\gamma} + \frac{V_3^2}{2g} = z_i + \frac{P_i}{\gamma} + \frac{V_i^2}{2g} = cte.$$

Que es el teorema de Bernoulli, obtenido por el matemático suizo Daniel Bernoulli, en el año de 1732, teniendo respectivamente: carga de posición, carga de presión y carga de velocidad. Recuérdese que se ha supuesto un fluido perfecto, pero si se hace referencia a un líquido real, es necesario considerar todas las pérdidas de carga $h_{f_{1-2}}$ entre las secciones 1 y 2, agregándolas al segundo miembro de la ecuación en la forma:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_{f_{1-2}} \quad (33)$$

Conocida como **ecuación de la energía, aplicada a conductos** en la cual:

- z_1 y z_2 = Energía o carga de posición correspondiente a la elevación, respecto a un plano de referencia arbitrario en las secciones 1 y 2 respectivamente, en m.
- P_1 y P_2 = Presión en las secciones 1 y 2, Kg/cm².
- V_1 y V_2 = Velocidad en las secciones 1 y 2 respectivamente, m/s.
- α_1 y α_2 = Coeficiente de Coriolis, en este caso para conductos $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$
- γ = Peso específico del agua, Kg/m³.
- $h_{f_{1-2}}$ = Suma de las pérdidas totales de energía debidas a la fricción y locales, m.
- g = Aceleración de la gravedad, m/s².

Por otra parte **la ecuación de la energía aplicada al escurrimiento en canales** es:

$$z_1 + y_1 \cos\theta_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 \cos\theta_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_{f_{1-2}} \quad (34)$$

- donde: y_1, y_2 = Carga de presión (tirante hidráulico) en las secciones 1 y 2 respectivamente, m.
- $h_{f_{1-2}}$ = Suma de las pérdidas de energía entre las secciones 1 y 2, m.
- θ = Ángulo de inclinación de la plantilla en la sección.
- α = En esta ecuación el coeficiente de Coriolis, considera el efecto de la distribución irregular de la velocidad en la sección, sin dimensiones.

en esta expresión los demás términos tienen el mismo significado que en la ecuación (33).

ECUACIÓN DE CANTIDAD DE MOVIMIENTO

Si se considera un volumen de control limitado entre dos secciones, las paredes y la superficie libre de un flujo unidimensional permanente e incompresible cuyo gasto no cambia en toda su longitud. La ecuación de la cantidad de movimiento para dicho volumen resulta:

$$F_p + F_t + F_c = \rho[(Q\beta V)_2 - (Q\beta V)_1] \quad (35)$$

- donde: F_p = Fuerza debida a la presión, Kg.
- F_t = Fuerza debida al esfuerzo tangencial, Kg.
- F_c = Fuerza debida al peso del volumen de control, Kg.
- Q = Gasto en la sección, m³/s
- V = Vector velocidad en la sección, m/s
- β = Coeficiente de Boussinesq considera el efecto de la distribución irregular de la velocidad en la sección.

ECUACIÓN DE MANNING

A partir del análisis del flujo uniforme, el cual se presenta en canales prismáticos de sección constante y se caracteriza porque las condiciones hidráulicas de todas y cada una de las secciones son iguales entre sí, por lo que la plantilla y superficie libre sean planos paralelos y que la línea de energía o gradiente hidráulico también sea paralela a dichos planos. Para que se presente el flujo uniforme, se debe asumir que la componente del peso del agua ($\gamma AL \text{ sen}\theta = w \text{ sen}\theta$) (figura 41) es igual a la resultante de todas las fuerzas de fricción generadas en las paredes del canal.

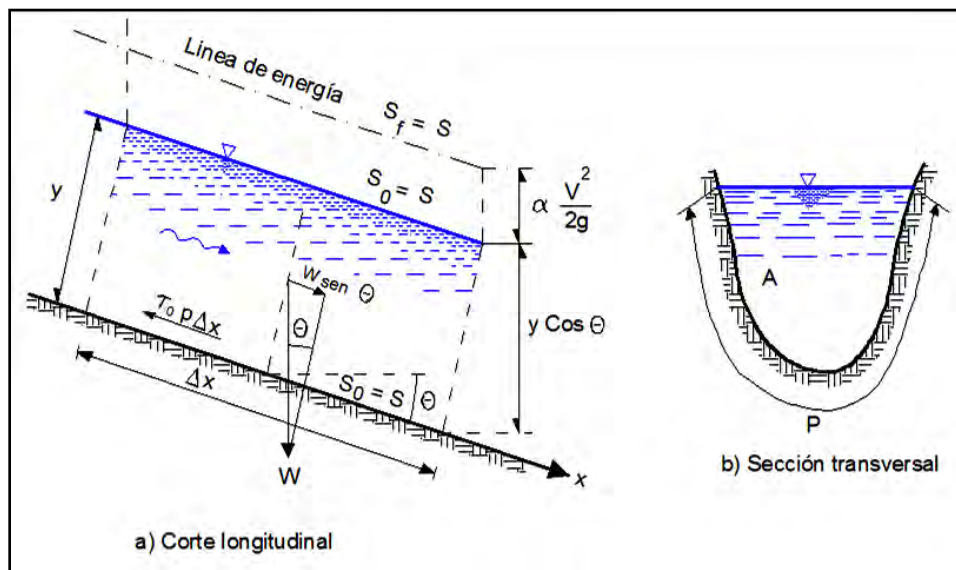


Figura 41. Volumen de control en flujo uniforme. Imagen tomada de Referencia bibliográfica No. 17

Del concepto anterior, en el año de 1768 se desarrolló la fórmula de fricción de Chézy cuya aplicación práctica está enfocada al flujo uniforme y ha servido para derivar fórmulas modernas para el cálculo del flujo uniforme. Esta fórmula es:

$$V = C \sqrt{R_h S} \tag{36}$$

- donde:
- V = Velocidad, m/s.
 - C = Coeficiente de fricción o de rugosidad de Chézy.
 - R_h = Radio hidráulico, m.
 - S = Pendiente longitudinal, adimensional.

Sin embargo, el problema de ésta fórmula residía en saber cómo valorar el coeficiente C , ya que Chézy sólo dijo que ese valor oscilaba entre 30 y 50.

Un siglo después (1869) en Berna, dos investigadores suizos Ganguillet y Kutter obtuvieron una expresión para determinar el valor de C en función del tipo de material y de otras características del flujo. La expresión es la siguiente:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + 0.00155/S}{1 + n \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) / \sqrt{R}} \quad (37)$$

de esta expresión, n es un coeficiente que depende exclusivamente del material y siempre se da en Sistema Métrico.

La fórmula de Ganguillet y Kutter fue simplificada cuando Manning (irlandés) observó en 1890 que:

$$C = \frac{Rh^{1/6}}{n} \quad (38)$$

lo cual permite escribir la fórmula de Chézy en la siguiente forma:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad (39)$$

Que es la expresión conocida en América y países de habla inglesa como **fórmula de Manning** y en Europa Continental como fórmula de Strickler.

donde: V = Velocidad media del flujo, m/s.
 n = Coeficiente de rugosidad de Manning, (depende del tipo de material Tabla 3).
 Rh = Radio hidráulico, m.
 S = Pendiente longitudinal, adimensional.

Haciendo intervenir el gasto Q aplicando el principio de continuidad en la ecuación (39), la fórmula de Manning se puede presentar como:

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad (40)$$

donde: Q = Gasto, m³/s.
 A = Área hidráulica, m².

En esta fórmula los demás términos tienen el mismo significado que la ecuación (39).

Tabla 3. Algunos valores del coeficiente n de Manning	
Descripción	n
A) CONDUCTOS CERRADOS PARCIALMENTE LLENOS	
METALES	
<i>Latón, liso</i>	0.010
Acero	
Remachado y espiral	0.016
Hierro fundido	
Con recubrimiento superficial	0.013
Sin recubrimiento	0.014
Metal corrugado	
Subdren	0.019
Dren pluvial	0.024
NO METALES	
Cemento:	
Pulido	0.011
En mortero	0.013
Concreto:	
Terminado	0.012
Colado en molde de acero, sin acabado	0.013
Colado en molde de madera, sin acabado	0.014
B) CANALES RECUBIERTO O REVESTIDOS	
METAL	
Superficie de acero lisa	
No pintada	0.012
Pintada	0.013
Corrugado	0.025
NO METALES	
Cemento:	
Superficie lisa	0.011
En mortero	0.013
Concreto:	
Sin acabado	0.017
Sobre roca bien excavada	0.020
Sobre roca de excavado irregular	0.027
Fondo de concreto acabado con llana, bordos de:	
Piedra acomodada sobre mortero	0.017
Mampostería de piedra pequeña cementada	0.025
Fondo de grava con taludes de:	
Concreto colado en moldes	0.020
Piedra mal acomodada en mortero	0.023
Mampostería seca de piedra pequeña	0.033
Mampostería de piedra:	
Pequeña, cementada	0.025
Pequeña, seca	0.032
Cubierta vegetal	0.030 - 0.500
Suelo-cemento	0.016

Tabla 3. Algunos valores del coeficiente n de Manning (continuación).	
Descripción	n
C) CANALES EXCAVADOS O DRAGADOS	
Tierra, recto y uniforme:	
Grava, sección uniforme y limpia	0.025
Con poco pasto y poca hierba	0.027
Tierra, sinuoso, flujo con poca velocidad:	
Sin vegetación	0.025
Pasto, algo de hierba	0.030
Fondo rocoso y hierba en los bordos	0.035
Canales abandonados, hierbas y arbustos sin cortar:	
Hierba densa tan alta como el nivel del agua	0.080
Fondo limpio y arbustos en las orillas	0.050
D) CAUCES NATURALES	
ARROYOS (ancho de la superficie libre del agua en avenidas < 30 m)	
Corrientes en planicie:	
Limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto	0.030
Igual al anterior, pero más rocoso y con hierba	0.035
Limpios, sinuosos, algunas irregularidades en el fondo	0.040
Igual al anterior, algo de hierba y rocas	0.045
Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficaces	0.048
Corrientes de montaña, sin vegetación en el cauce, bordos muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan sumergidos durante las inundaciones:	
Fondo de grava, boleó y algunos cantos rodados	0.040
Fondo de boleó y grandes rocas	0.050
PLANICIES DE INUNDACIÓN	
Pastura sin arbustos:	
Pasto bajo	0.030
Pasto alto	0.035
Áreas de cultivo:	
Sin cultivo	0.030
Cultivo maduro en surcos	0.035
Arbustos:	
Arbustos escasos y mucha hierba	0.050
RÍOS (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 30 m)	
Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0.025 - 0.060
Secciones rugosas e irregulares	0.035 - 0.100

2.3 MÉTODOS HIDROLÓGICOS PARA DETERMINAR EL GASTO

En las cuencas hidrológicas, la transformación de la lluvia en escurrimiento, genera gastos que son requeridos para revisar o diseñar las estructuras hidráulicas que están localizadas en su áreas de aportación. En ocasiones es común que los registros de escurrimiento sean pocos o inadecuados debido a modificaciones del drenaje de la cuenca asociadas a la deforestación,

urbanización, cambio del uso del suelo, etc., provocando que los datos recabados en éstas antes de los cambios no sean útiles.

Por estas razones se han desarrollado métodos que permiten determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación que los origina. A estos métodos se les conoce como “*modelos lluvia-escurrimiento*” los cuales toman en cuenta los siguientes parámetros:

1. Área de la cuenca.
2. Altura total de precipitación.
3. Características principales de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
4. Distribución de la lluvia en el tiempo.
5. Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Se han desarrollado una gran cantidad de modelos lluvia-escurrimiento, desde luego, la complejidad y precisión de éstos aumenta a medida que se toman en cuenta más de los parámetros citados anteriormente. Para el estudio de los modelos lluvia-escurrimiento se les ha clasificado de acuerdo con la información requerida teniendo en general:

- ✚ Métodos Empíricos.
- ✚ Métodos Semiempíricos.
- ✚ Métodos Estadísticos.
- ✚ Métodos del Hidrograma unitario.

A. MÉTODOS EMPÍRICOS

Estos métodos no analizan propiamente la relación entre lluvia y el escurrimiento, ya que en ellos intervienen únicamente como variables algunas características físicas de la cuenca (particularmente el área). Pueden ser de utilidad únicamente en casos en que sólo se requieran estimaciones gruesas de los gastos máximos probables, o bien cuando se carezca casi por completo de información hidrométrica. De los métodos empíricos existentes no deben emplearse aquellos en los que no intervengan aforos de las corrientes o intensidades de precipitación, ya que éstas tienen amplias variaciones en el territorio nacional. El método empírico más comúnmente empleado es el Creager, descrito a continuación.

➤ **MÉTODO DE CREAGER**

El concepto fundamental de este método es relacionar el gasto máximo Q con el área de la cuenca A , basándose en la asociación gráfica de los gastos máximos por unidad de área con diferentes periodos de retorno, medidos en cuencas hidrológicas de todo el mundo, seguidamente los puntos graficados quedan comprendidos bajo una curva envolvente de todos ellos, cuya ecuación es la siguiente:

$$q = 0.2075 C_c A^{1.048} \quad (41)$$

donde: q = Gasto unitario en $m^3/s/km^2$.
 A = Área de la cuenca km^2 .
 C_c = Parámetro adimensional, depende de la región hidrológica en que se encuentre la cuenca en estudio, puede consultarse en la publicación editada por la CONAGUA “Envolventes de Gastos Máximos Observados y Probables en la República Mexicana” para las 37 regiones hidrológicas (figura 42).



Figura 42. Regiones Hidrológicas de la República Mexicana. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 3

Para calcular el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno determinado, se procede como sigue:

1. Con el área de la cuenca A , se entra en la gráfica correspondiente a la región hidrológica donde se localice la cuenca en estudio, hasta cortar verticalmente la curva correspondiente

al periodo de retorno (Tr) establecido, desde este punto una línea horizontal permite determinar el gasto unitario (q) correspondiente.

- Una vez con el gasto unitario obtenido y el área de la cuenca determinada, el gasto máximo para el periodo de retorno considerado se calcula con:

$$Q_{Tr} = q A \quad (42)$$

donde: Q_{Tr} = Gasto máximo para el periodo de retorno Tr establecido m^3/s .
 q = Gasto unitario para el periodo de retorno Tr establecido, obtenido para la región hidrológica donde se ubique la cuenca en estudio, $m^3/s/km^2$.
 A = Área de la cuenca, km^2 .

De esta manera se calculan los gastos máximos para cada uno de los periodos de retorno establecidos, esos gastos se asientan en un papel semilogarítmico, elaborando una gráfica de gastos máximos-periodos de retorno según el método de Creager como la mostrada en la figura 43, en la que las ordenadas en escala natural corresponden a los gastos y las abscisas en escala logarítmica, a los periodos de retorno.

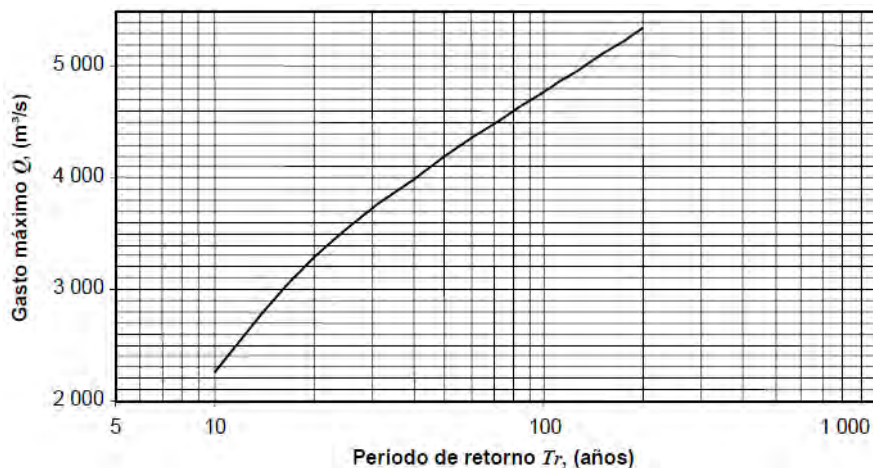


Figura 43. SCT, Gastos máximos-periodos de retorno según el método de Creager. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 14

B. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Los métodos semiempíricos hacen intervenir la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño. En comparación con los métodos empíricos proporcionan

resultados más confiables, por lo que pueden emplearse siempre que se disponga de información sobre las precipitaciones dentro de la cuenca de estudio. En seguida se describen los métodos semiempíricos más comúnmente empleados.

➤ **MÉTODO RACIONAL**

La fórmula racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escorrentía. Su origen se remonta a 1851 ó 1889. Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación, y es hoy en día muy utilizado.

A pesar de estar basado este método en ciertas hipótesis que generalmente no se cumplen y que se apartan más de la realidad mientras mayor es el área de la cuenca considerada, su uso se ha extendido ampliamente en muchos países debido a su gran sencillez. En el sistema métrico la fórmula del método racional se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_p = 0.278 C I A \quad (43)$$

donde: Q_p = Gasto de pico, m³/s.
 C = Coeficiente de escorrentía, adimensional. Representa la relación entre el volumen escorrentía y el llovido y depende de las características de la cuenca (Tabla 4).
 I = Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, mm/hr.
 A = Área drenada, Km².
 0.278 = Factor de homogeneidad de unidades.

En caso de que la cuenca por drenar esté compuesta por diferentes tipos de suelo, el coeficiente de escorrentía global C se calcula con la fórmula:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A} \quad (44)$$

donde: C = Coeficiente de escorrentía global.
 C_i = Coeficiente de cada área parcial.
 A_i = Área parcial, Km².
 n = Número de áreas parciales.
 A = Área total de la cuenca, Km².

Una de las hipótesis en que se basa la fórmula racional expresa que el gasto producido por una lluvia de intensidad constante sobre una cuenca es máximo cuando dicha intensidad se mantiene por un lapso igual o mayor que el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de salida de la cuenca, ya que al cumplir con esta condición toda el área de la cuenca contribuye al escurrimiento.

Para calcular el tiempo de concentración se emplea alguna de las muchas fórmulas empíricas que existen, como por ejemplo la determinada por Kirpich que se incluye a continuación:

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (45)$$

donde: T_c = Tiempo de concentración, horas.
 L = Longitud del cauce principal, más la distancia entre el inicio de éste y el parteaguas medida perpendicularmente a las curvas de nivel, Km.
 S = Pendiente del cauce, adimensional, en decimales.

Una vez que se ha calculado el tiempo de concentración se determina la intensidad de la tormenta diseño, ya sea mediante registros de precipitaciones máximas anuales de alguna estación climatológica ubicada en el lugar de estudio aplicando el método de regresión lineal, o bien a partir de las Isoyetas de Intensidad-Duración-Frecuencia para la República Mexicana, elaboradas y publicadas por la SCT para lo cual se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado y se fija el periodo de retorno en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que la obra falle.

Las hipótesis más importantes en que se basa el método racional son las siguientes:

- ✚ La duración de la precipitación coincide con el tiempo de pico del escurrimiento.
- ✚ Todas las porciones de la cuenca contribuyen a la magnitud del pico del escurrimiento.
- ✚ La capacidad de infiltración es constante en todo tiempo.
- ✚ La intensidad de precipitación es uniforme sobre toda la cuenca.
- ✚ Los antecedentes de humedad y almacenaje de la cuenca son despreciables.

El método Racional puede emplearse para cuencas hasta de 25 Km², aunque también puede aplicar a cuencas hasta de 100 Km², considerando que el grado de confiabilidad disminuye al incrementarse el área.

Tabla 4. Coeficientes de escurrimiento C para el método Racional.			
Tipo de superficie por drenar	Pendiente (%)	Coeficiente de Escurrimiento C	
		Mínimo	Máximo
A) PRADERAS:			
1. Suelo arenoso plano	< 2	0.05	0.1
2. Suelo arenoso medio	2 a 7	0.1	0.15
3. Suelo arenoso empinado	> 7	0.15	0.2
4. Suelo arcilloso plano	< 2	0.13	0.17
5. Suelo arcilloso medio	2 a 7	0.18	0.22
6. Suelo arcilloso empinado	> 7	0.25	0.35
B) ZONAS PAVIMENTADAS:			
1. Pavimento asfáltico	---	0.7	0.95
2. Pavimento de concreto hidráulico	---	0.8	0.95
3. Pavimento Adoquinado	---	0.7	0.85
4. Estacionamientos	---	0.75	0.85
5. Patios de ferrocarril	---	0.2	0.4
C) ZONAS RESIDENCIALES:			
1. Unifamiliares	---	0.3	0.5
2. Multifamiliares, espaciados	---	0.4	0.6
3. Multifamiliares, juntos	---	0.6	0.75
4. Suburbanas	---	0.25	0.4
5. Casa habitación	---	0.5	0.7
D) ZONAS COMERCIALES:			
1. Zona comercial (áreas céntricas)	---	0.7	0.95
2. Áreas vecinas	---	0.5	0.7
E) ZONAS INDUSTRIALES:			
1. Construcciones espaciadas	---	0.5	0.8
2. Construcciones juntas	---	0.6	0.9
F) CAMPOS CULTIVADOS	---	0.2	0.4
G) ZONAS FORESTADAS	---	0.1	0.3
H) PARQUES Y CEMENTERIOS	---	0.1	0.25
I) ÁREAS DE RECREO Y CAMPOS DE JUEGO	---	0.2	0.35
J) AZOTEAS Y TECHADOS	---	0.75	0.95

➤ **MÉTODO DE CHOW**

El Ingeniero Ven Te Chow desarrolló un método para el cálculo del gasto de pico de hidrogramas de diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas, basado principalmente, en el

concepto de hidrograma unitario y del hidrograma unitario sintético. Este método sólo proporciona el gasto de pico del hidrograma de escurrimiento directo y es aplicable a cuencas hidrológicas con un área menor de 25 Km²; aunque también se puede emplear en cuencas con áreas de hasta 250 Km², teniendo en cuenta que a mayores dimensiones los resultados serán menos confiables.

Este método considera que el gasto de pico del escurrimiento directo Q_p de una cuenca puede calcularse como el producto de la altura de precipitación exceso P_e por el gasto de pico de un hidrograma unitario, q_p o sea:

$$Q_p = q_p P_e \quad (46)$$

donde: Q_p = Gasto de pico del hidrograma de escurrimiento directo, m³/s.
 q_p = Gasto de pico del hidrograma unitario, en m³/s por cm de precipitación en exceso para una duración de t horas.
 P_e = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, cm.

Considerando una precipitación en exceso igual a 1 cm, con una duración de t horas sobre una cuenca de A Km², el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento producido por una precipitación de intensidad constante continuando indefinidamente, será igual a $2.78 A/t$. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario q_p a $2.78 A/t$, se define como el factor de reducción del pico, Z :

$$Z = \frac{q_p t}{2.78 A} \quad (47)$$

donde: Z = Factor de reducción del pico, adimensional.
 A = Área de la cuenca, Km².
 t = Duración total de la tormenta, horas.
 q_p = Gasto de pico del hidrograma unitario, en m³/s por cm de precipitación en exceso para una duración de t horas.

entonces:
$$q_p = \frac{2.78 A Z}{t} \quad (48)$$

sustituyendo la ecuación (48 en 46) se obtiene:

$$Q_p = \frac{2.78 A Z P_e}{t} \quad (49)$$

llamando X al cociente de P_e entre t , o sea:

$$X = \frac{P_e}{t} \quad (50)$$

donde: X = Factor de escurrimiento, cm/h.
 P_e = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, cm.
 t = Duración total de la tormenta, horas.

por tanto la ecuación para obtener el gasto queda:

$$Q_p = 2.78 A X Z \quad (51)$$

donde: Q_p = Gasto de pico del hidrograma de escurrimiento directo, m³/s.
 A = Área de la cuenca, Km².
 X = Factor de escurrimiento, cm/h.
 Z = Factor de reducción del pico, adimensional.
 2.78 = Factor de homogeneidad de unidades.

si el gasto base en el tiempo del gasto pico es Q_b , entonces el gasto de diseño es:

$$Q_d = Q_b + Q_p \quad (52)$$

donde: Q_d = Gasto de diseño, m³/s.
 Q_b = Gasto base, m³/s.
 Q_p = Gasto de pico del hidrograma de escurrimiento directo, m³/s.

Los Factores que afectan el escurrimiento considerados en este método son:

1. Los que afecta directamente a la cantidad de precipitación en exceso o escurrimiento directo, el cual está compuesto principalmente por el uso de la tierra, la condición de la superficie, el tipo de suelo, y la cantidad y duración de la lluvia.
2. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del hidrograma unitario de la cueca, el cual se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de 1 cm de precipitación en exceso generada uniformemente sobre toda la cuenca y con intensidad también uniforme durante un periodo específico de tiempo.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso. Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo se introduce el número de escurrimiento η , el cual es función del uso del suelo y de las características de éste.

De acuerdo a la tabla 5, las características del suelo de la cuenca en estudio, se puede clasificar dentro de alguno de los siguientes tipos:

Tabla 5. Clasificación de tipos de suelo.	
Grupo de suelos	Descripción de las características del suelo
Tipo A	Suelos con potencial de escurrimiento mínimo. Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias y mezcla de ambas.
Tipo B	Suelos con infiltración media inferior a la del grupo A. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.
Tipo C	Suelos con infiltración media inferior a la del grupo B. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.
Tipo D	Suelos con potencial de escurrimiento máximo. Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo en base con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo en la cuenca, con la tabla 6 se podrá conocer el valor de η . Si existen varias zonas con suelos de tipos diferentes, para cada una de ellas se determina su número de escurrimiento η_i , así como su área A_i , y se obtiene el número de escurrimiento de toda la cuenca aplicando la siguiente fórmula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^k \eta_i A_i}{A} \quad (53)$$

- donde:
- η = Número de escurrimiento de la cuenca en estudio, adimensional.
 - η_i = Número de escurrimiento de la zona i , adimensional.
 - A_i = Área de la zona i , Km².
 - A = Área total de la cueca, Km².
 - k = Número de zonas identificadas.

Los resultados que se obtienen mediante el método de Chow, son muy sensibles a la variación del número de escurrimiento, por lo que su determinación debe hacerse cuidadosamente.

Una vez conocido el número de escurrimiento η , y la altura de precipitación P , se puede determinar la precipitación en exceso P_e .

Primeramente, para conocer el valor de la altura de precipitación P , se debe determinar la intensidad de la lluvia, esto se hace seleccionando una duración de tormenta t ya sea en minutos o en horas, y haciendo uso de las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, se entra verticalmente hasta la curva correspondiente de acuerdo al periodo de retorno establecido, y de manera horizontal se define la intensidad de lluvia en milímetros por hora. Posteriormente se calcula P , multiplicando la intensidad de la lluvia por la duración de la tormenta seleccionada y se transforma a centímetros.

Por último, P_e se calcula con la siguiente fórmula o mediante la figura 44 (ver más adelante).

$$P_e = \frac{[P - \frac{508}{\eta} + 5.08]^2}{P + \frac{2032}{\eta} - 20.32} \quad (54)$$

- donde: P_e = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, cm.
 P = Altura de precipitación para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, cm.
 η = Número de escurrimiento de la cuenca en estudio, adimensional.

Para calcular el factor de escurrimiento X , se obtiene con la ecuación (50). Por otra parte, el tiempo de retraso t_r depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la tormenta. Dicho tiempo t_r se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa (centroide) de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma, ver figura 45.

Con la longitud del cauce principal L convertida a metros y su pendiente media Sc expresada en por ciento, se calcula el tiempo de retraso t_r , mediante la siguiente fórmula o con la ayuda de la figura 46.

$$t_r = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{Sc}} \right)^{0.64} \quad (55)$$

- donde: t_r = Tiempo de retraso, horas
 L = Longitud del cauce principal, m.
 Sc = Pendiente media del cauce principal, (%)

Con respecto al factor Z , como ya se explico antes, la ecuación (47), es igual a la relación entre el gasto de pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada t , y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento correspondiente a la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita. El valor del factor de reducción de pico Z se calcula con la relación entre la duración de la tormenta seleccionada y el tiempo de retraso, es decir, t/t_r y con ayuda de la figura 47.

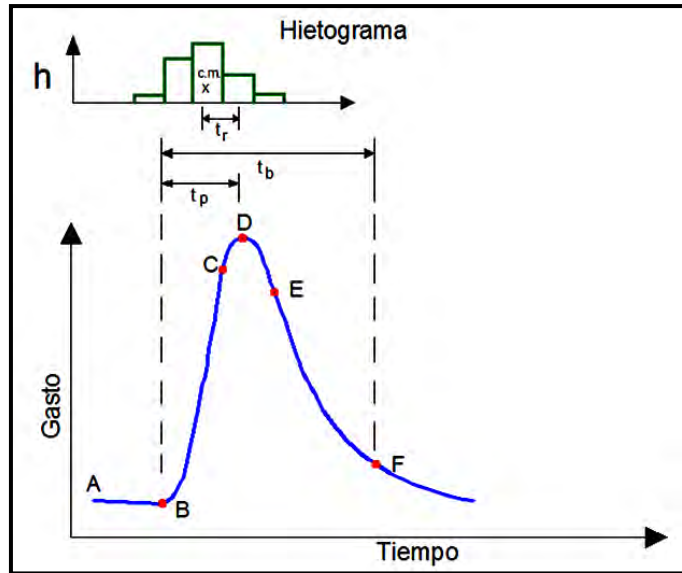


Figura 45. Anónimo, Hidrograma típico de una tormenta aislada. Imagen tomada de Referencia bibliográfica No. 15

Una vez conocidos los valores de A, X y Z , se puede obtener el gasto para la duración de la tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido con la ecuación (51). De manera adicional se puede obtener un gasto máximo (Q_{Tr}), para otras duraciones de tormenta con el periodo de retorno (Tr) establecido, el gasto máximo será el que resulte mayor.

Para cuencas con áreas mayores de 250 Km^2 , cuyas corrientes no estén aforadas, es necesario comparar el gasto máximo (Q_{Tr}), que se obtenga con este método para un determinado periodo de retorno, con el que se calcule para la cuenca en estudio ($Q_{Tr'}$), a partir del que se determine mediante un método estadístico para otra cuenca cercana aforada dentro de la misma región hidrológica, para el mismo periodo de retorno, con la siguiente fórmula:

$$Q_{Tr'} = Q_{Tr_b} \times \frac{A\eta}{A_b\eta_b} \left(\frac{Sc}{Sc_b} \right)^{3/4} \quad (56)$$

donde: $Q_{Tr'}$ = Gasto máximo de la cuenca en estudio, inferido a partir de otra cuenca cercana aforada dentro de la misma región hidrológica, para el periodo de retorno Tr establecido, m^3/s .

Q_{Tr_b} = Gasto máximo de la cuenca aforada para el periodo de retorno Tr establecido, m^3/s .

A = Área de la cuenca en estudio, en Km^2 .

- A_b = Área de la cuenca aforada, Km².
 η = Número de escurrimiento de la cuenca en estudio, adimensional.
 η_b = Número de escurrimiento de la cuenca aforada, adimensional.
 Sc = Pendiente media del cauce principal de la cuenca en estudio, (%).
 Sc_b = Pendiente media del cauce principal de la cuenca aforada, (%).

Tabla 6. Selección del número de escurrimiento η

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques sembrados y cultivados	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	De superficie dura	72	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso o alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso o alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potreo (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

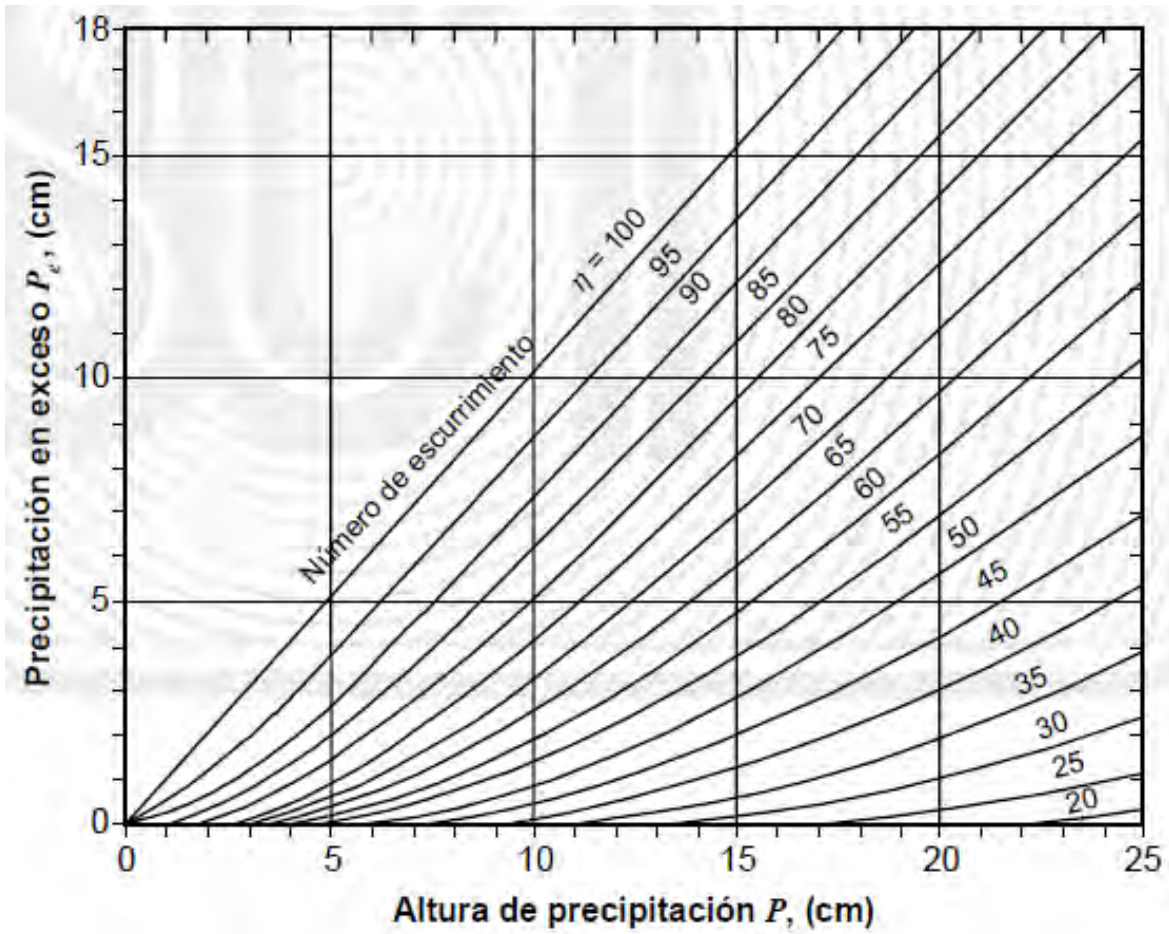


Figura 44. SCT, Relación entre la altura de precipitación P y la precipitación en exceso P_e para diferentes números de escurrimiento η . Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 14

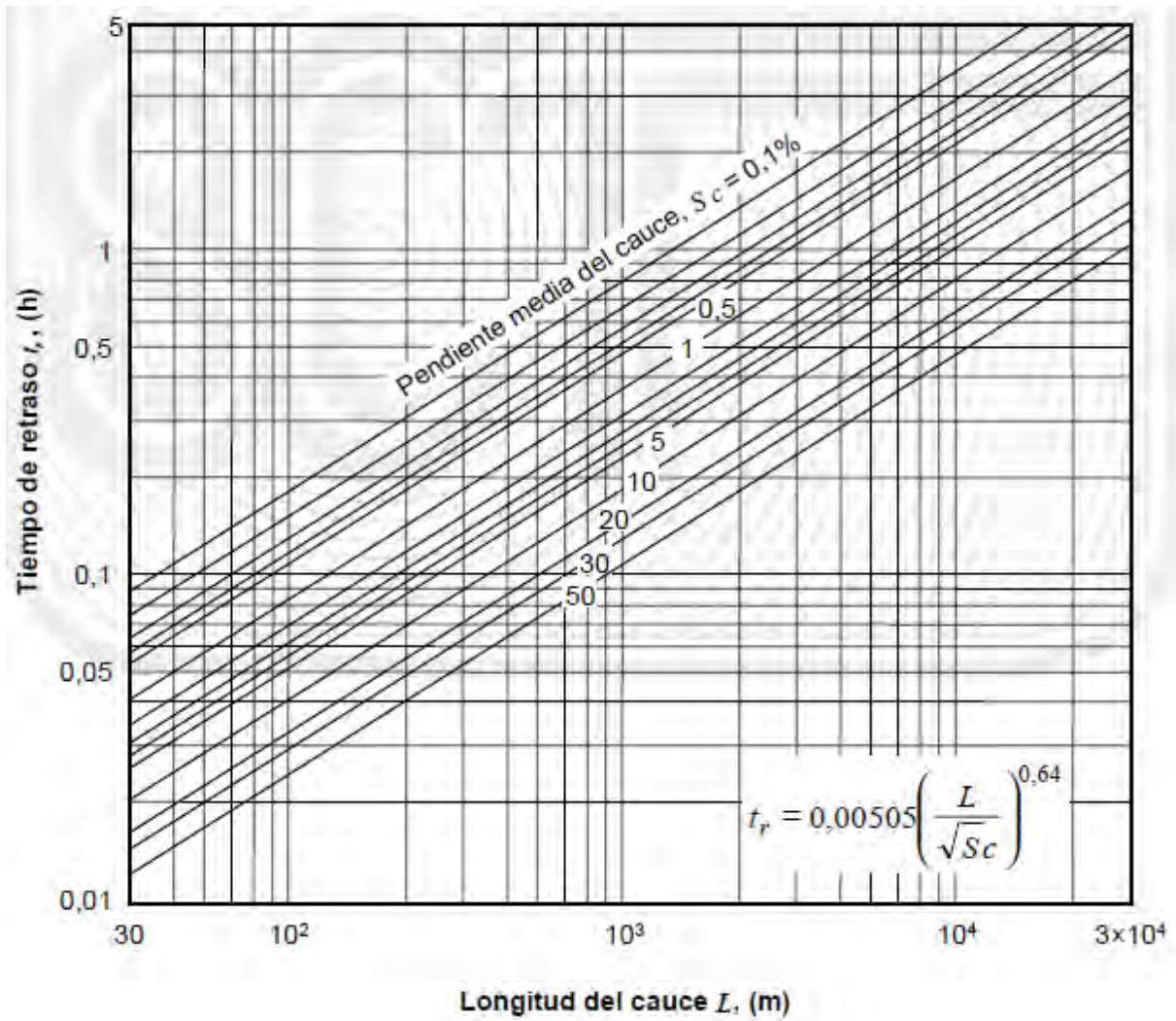


Figura 46. SCT, Determinación del tiempo de retraso t_r . Imagen tomada de Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 14

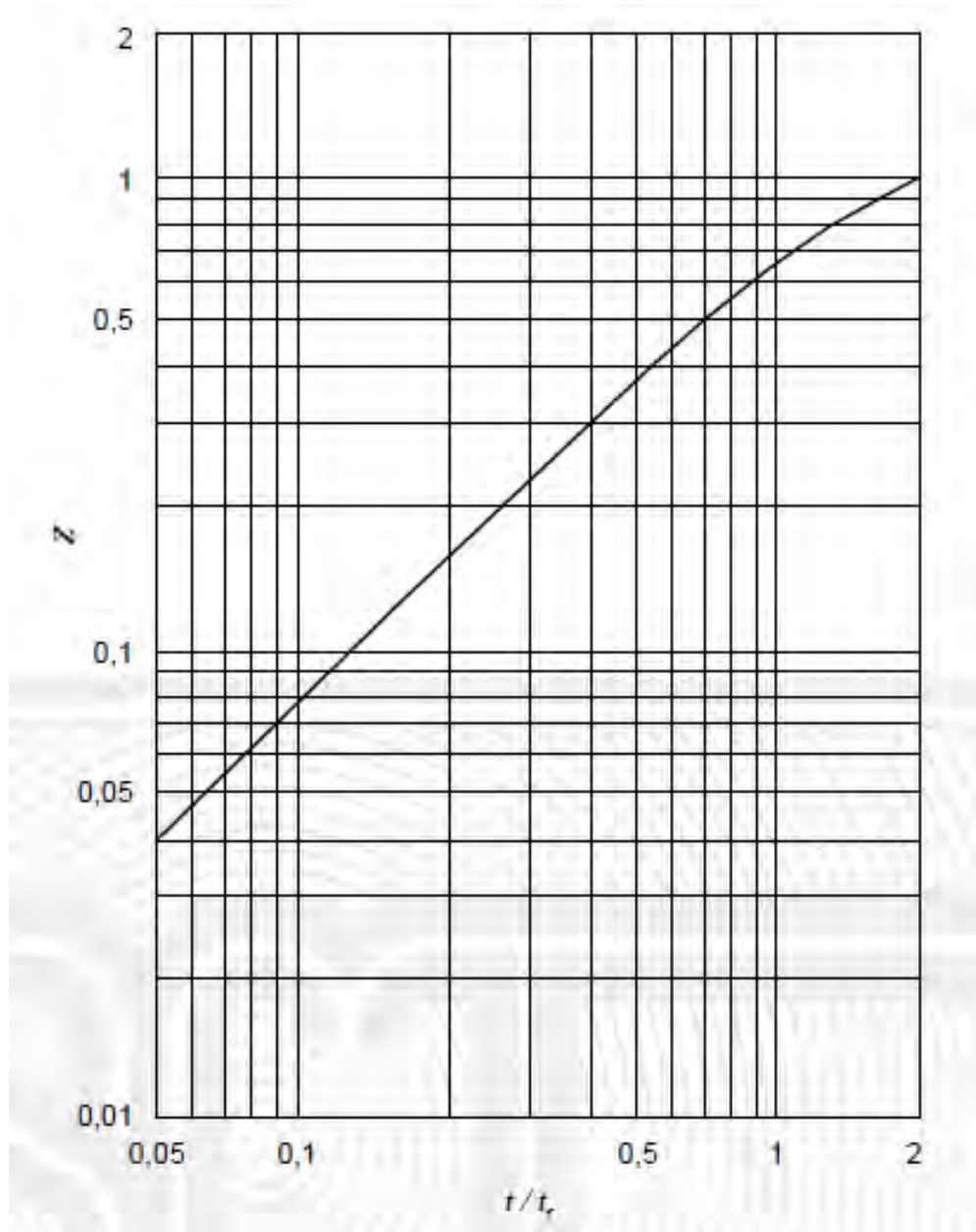


Figura 47. SCT, Obtención del factor de reducción del pico Z , con base en la relación t/t_r . Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 14

C. MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Los métodos estadísticos son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de gastos máximos anuales medidos en estaciones hidrométricas instaladas en las corrientes de estudio. Se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son una muestra aleatoria de una población de gastos máximos. Éstos métodos difieren entre ellos en la

forma de la función de distribución de probabilidades que suponen tienen la población. El uso de estos métodos se da, cuando hay ocasiones en que cerca del sitio donde se requiere construir una obra hidráulica, existe o existió sobre la misma corriente, alguna estación de aforos con suficientes años de registro para aplicar algunos de los métodos estadísticos que se verán en este apartado. Con ellos es posible determinar, dentro de un cierto margen de aproximación denominado intervalo de confianza, el gasto de diseño de la obra hidráulica de que se trate, en función de su vida útil y del periodo de retorno considerados.

Puesto que el diseño de una obra de drenaje está relacionado con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia o su magnitud no se pueden prever, debemos recurrir a los mencionados conceptos de probabilidad como lo es el periodo promedio dentro del cual un gasto especificado puede ser igualado o excedido. La selección del nivel de probabilidad apropiado para el diseño o, en otras palabras, el riesgo que se puede aceptar de que la obra sea excedida en su capacidad hidráulica, se hace generalmente sobre la base de un criterio económico. Por ejemplo, el diseñar para un periodo de retorno de 10 ó 50 años involucra un riesgo calculado, mayor en el primer caso que en el segundo. Si el análisis hidrológico es correcto, la capacidad de la obra deberá ser excedida en algunas ocasiones. La alternativa de diseñar para el gasto máximo absoluto que se pueda presentar es normalmente tan costosa que solo se justificaría si la falla de la estructura fuera de consecuencias sumamente graves. A continuación se describen los métodos de Gumbel y de Nash respectivamente.

➤ **MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE GUMBEL**

El método de Gumbel se basa en la siguiente función:

$$F(X) = P(Q < X) = e^{-e^{-\frac{X+a}{c}}} \quad (57)$$

- en la cual:
- $F(X)$ = Función de probabilidad de X .
 - P = Probabilidad.
 - Q = Variable aleatoria que representa el gasto.
 - X = Valores del gasto.
 - e = Base de logaritmos naturales. \ln
 - a y c = Son parámetros de la función de distribución.

De la que se desprende la ecuación:

$$Q = -a - c \operatorname{LnLn} \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (58)$$

donde: Q = Gasto máximo para el periodo de retorno T_r , m³/s.
 T_r = Periodo de retorno, (años).
 Ln = Logaritmos natural (base e).
 a y c = Parámetros de la función de distribución.

En esta ecuación a y c son los parámetros por determinar, los que una vez conocidos permiten calcular el gasto máximo asociado a un periodo de retorno dado. Para una muestra finita, estos parámetros se obtienen, de acuerdo con Gumbel, de la siguiente manera:

$$a = Y_N c - \bar{Q} \quad (59)$$

$$c = \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \quad (60)$$

donde: \bar{Q} = Promedio o media de los gastos máximos anuales, m³/s.
 σ_Q = Desviación estándar de los gastos máximos anuales, m³/s.
 Y_N y σ_N = Son funciones del tamaño de la muestra, es decir, del número total de años del registro N , estos valores se obtienen de la tabla 7.

A su vez \bar{Q} y σ_Q se determinan con:

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \quad (61)$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N \bar{Q}^2}{N-1}} \quad (62)$$

siendo: N = Número de años de registro.
 Q_i = Gasto máximos anuales registrados, m³/s.

Para calcular el intervalo de confianza, es decir, aquel dentro del cual puede variar $Q_{máx}$ para un determinado periodo de retorno, dependiendo del número total de años de registro, primero se determina el parámetro φ de la siguiente forma:

$$\varphi = 1 - \frac{1}{T_r} \quad (63)$$

donde: T_r = Periodo de retorno, años.

Si $0.2 \leq \varphi \leq 0.8$, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta_Q = \pm \sqrt{N\alpha\sigma_m} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad (64)$$

Si $\varphi \geq 0.9$, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta_Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \quad (65)$$

donde:

- Δ_Q = Intervalo de confianza, m³/s.
- σ_Q = Desviación estándar de los gastos máximos anuales, m³/s.
- N = Número total de años de registro.
- σ_N y $\sqrt{N\alpha\sigma_m}$ = Son funciones del tamaño de la muestra, es decir, del número total de años de registro N y del parámetro φ , respectivamente. Se obtienen de las tablas 7 y 8.

Si $0.8 < \varphi < 0.9$, el intervalo de confianza se considera de transición y se determina interpolando entre los valores calculados con las fórmulas (64 y 65). Para valores de φ menores de 0.2, el intervalo de confianza es despreciable.

Para determinar los gastos máximos para los periodos de retorno que se establezcan, se ajustarán considerando sus correspondientes intervalos de confianza, para obtener los gastos que han de utilizarse en el análisis hidrológico, se aplica la siguiente ecuación:

$$Q_{Tr} = Q + \Delta_Q \quad (66)$$

donde:

- Q_{Tr} = Gasto máximo ajustado para el periodo de retorno Tr establecido, m³/s.
- Q = Gasto máximo para el periodo de retorno Tr establecido, calculado según el método estadístico seleccionado, m³/s.
- Δ_Q = Intervalo de confianza para el periodo de retorno Tr , m³/s.

Tabla 7.

N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N
8	0.4843	0.9043	35	0.54034	1.12847	64	0.5533	1.1793
9	0.4902	0.9288	36	0.541	1.1313	66	0.5538	1.1814
10	0.4952	0.9497	37	0.5418	1.1339	68	0.5543	1.1834
11	0.4996	0.9676	38	0.5424	1.1363	70	0.55477	1.18536
12	0.5035	0.9833	39	0.543	1.1388	72	0.5552	1.1873
13	0.507	0.9972	40	0.54362	1.14132	74	0.5557	1.189
14	0.51	1.0095	41	0.5442	1.1436	76	0.5561	1.1906
15	0.5128	1.02057	42	0.5448	1.1458	78	0.5565	1.1923
16	0.5157	1.0316	43	0.5453	1.148	80	0.55688	1.19382
17	0.5181	1.0411	44	0.5458	1.1499	82	0.5572	1.1953
18	0.5202	1.0493	45	0.5463	1.15185	84	0.5576	1.1967
19	0.522	1.0566	46	0.5468	1.1538	86	0.558	1.198
20	0.52355	1.06283	47	0.5473	1.1557	88	0.5583	1.1994
21	0.5252	1.0696	48	0.5477	1.1574	90	0.5586	1.20073
22	0.5268	1.0754	49	0.5481	1.159	92	0.5589	1.202
23	0.5283	1.0811	50	0.54854	1.16066	94	0.5592	1.2032
24	0.5296	1.0864	51	0.5489	1.1623	96	0.5595	1.2044
25	0.53086	1.09145	52	0.5493	1.1638	98	0.5598	1.2055
26	0.532	1.0961	53	0.5497	1.1653	100	0.56002	1.20649
27	0.5332	1.004	54	0.5501	1.1667	150	0.56461	1.22534
28	0.5343	1.1047	55	0.5504	1.1681	200	0.56715	1.23598
29	0.5353	1.1086	56	0.5508	1.1696	250	0.56878	1.24292
30	0.53622	1.11238	57	0.5511	1.1708	300	0.56993	1.24786
31	0.5371	1.1159	58	0.5515	1.1721	400	0.57144	1.2545
32	0.538	1.1193	59	0.5518	1.1734	500	0.5724	1.2588
33	0.5388	1.1226	60	0.55208	1.17467	750	0.57377	1.26506
34	0.5396	1.1255	62	0.5527	1.177	1000	0.5745	1.26851
							0.57722	1.28255

Tabla 8. Valores de $\sqrt{N\alpha\sigma_m}$ para diferentes valores de φ .

φ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	φ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	φ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	φ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$
0.01	2.1607	0.25	1.2494	0.55	1.1513	0.85	2.5849
0.02	1.7894	0.3	1.2687	0.6	1.5984	0.9	3.1639
0.05	1.455	0.35	1.2981	0.65	1.7034	0.95	4.4721
0.1	1.3028	0.4	1.3366	0.7	1.8355	0.98	7.071
0.15	1.2548	0.45	1.3845	0.75	2.0069	0.99	10
0.2	1.2427	0.5	1.4427	0.8	2.2408		

➤ **MÉTODO DE NASH**

La curva de distribución de probabilidades utilizada por Nash es la misma que la del método de Gumbel que se acaba de exponer, pero ajustada por mínimos cuadrados en vez de por momentos.

Partiendo de la siguiente ecuación:

$$\frac{Tr}{Tr-1} = e^{e^{-\frac{X+a}{c}}} \quad (67)$$

y tomando dos veces logaritmos en ambos miembros se obtiene:

$$\log_e \log_e \left[\frac{Tr}{Tr-1} \right] = -\frac{X+a}{c} \quad (68)$$

de donde se despeja X :

$$X = -a - c \log_e \log_e \left[\frac{Tr}{Tr-1} \right] \quad (69)$$

Si en esta ecuación se hacen las siguientes sustituciones:

$$a = a_0 \quad (70)$$

$$c = -c_0 \quad (71)$$

$$X = Q_{max} \quad (72)$$

se obtiene la expresión de Nash:

$$Q_{max} = a_0 + c_0 \log_e \log_e \left[\frac{Tr}{Tr-1} \right] \quad (73)$$

donde: Q_{max} = Gasto máximo para un periodo de retorno determinado, m³/s.
 a_0 y c_0 = Parámetros que son función del registro de gastos máximos anuales.
 Tr = Periodo de retorno, años.

Los parámetros a_0 y c_0 se valúan, con base en los registros, en la forma siguiente:

$$a_0 = \bar{Q} - c_0 \bar{x} \quad (74)$$

$$c_0 = \frac{\sum_{i=1}^N x_i Q_i - N \bar{x} \bar{Q}}{\sum_{i=1}^N x_i^2 - N \bar{x}^2} \quad (75)$$

siendo:

$$x_i = \log_e \log_e \left[\frac{T_i}{T_i-1} \right] \quad (76)$$

donde: N = Número de años de registro.
 Q_i = Gasto máximos anuales registrados, m³/s.
 \bar{Q} = $\sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{N} = \text{gasto medio, m}^3/\text{s}.$
 x_i = Constante para cada gasto Q registrado, en función de su periodo de retorno correspondiente.
 \bar{x} = $\sum_{i=1}^N \frac{x_i}{N} = \text{valor medio de las } x.$

El valor de T_i que se debe introducir en la expresión (76) se obtiene aplicando la fórmula de Weibull (21) a cada uno de los gastos Q_i del registro, o sea:

$$T_i = \frac{N+1}{m_i} \quad (77)$$

Donde m_i es el rango correspondiente al gasto máximo anual Q_i , al ordenar los gastos en forma decreciente y asignando el número 1 al más grande de los registrados.

El intervalo dentro del cual puede variar el Q_{max} calculado con la ecuación (73) se obtiene con:

$$\Delta_Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{gg}}{N^2(N-1)}} + (x - \bar{x})^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left(S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right) \quad (78)$$

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2 \quad (79)$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 \quad (80)$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i x_i - (\sum Q_i) (\sum x_i) \quad (81)$$

En la ecuación (78) se ve que Δ_Q sólo varía con x , la cual se calcula con la ecuación (76) sustituyendo el valor del periodo de retorno para el cual se calculó el Q_{max} , todos los demás términos que intervienen en la ecuación (78) se obtienen de los datos. El gasto máximo de diseño para un periodo de retorno establecido, como ya se vió al tratar el método de Gumbel, quedará comprendido de acuerdo a la ecuación (66).

D. MÉTODOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Un hidrograma es cualquier gráfica que relaciona la variación del gasto contra el tiempo, para una tormenta aislada la forma de su hidrograma puede variar de acuerdo a las características propias de la tormenta y de la cuenca; en la figura 48 se ilustran las partes de un hidrograma.

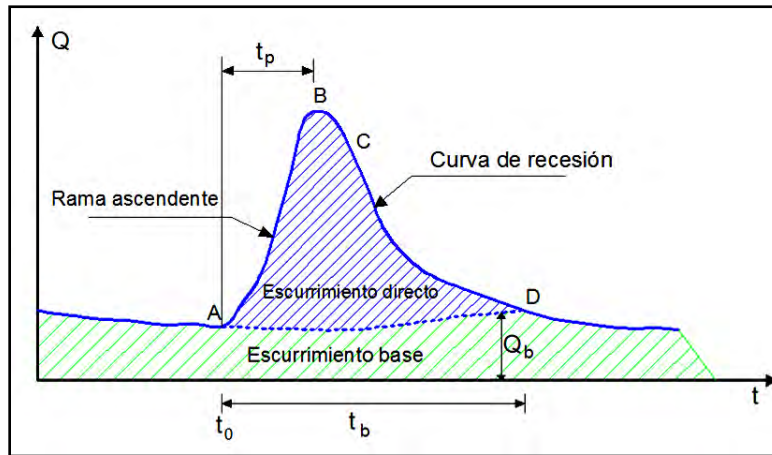


Figura 48. Hidrograma aislado. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 1

➤ **HIDROGRAMA UNITARIO**

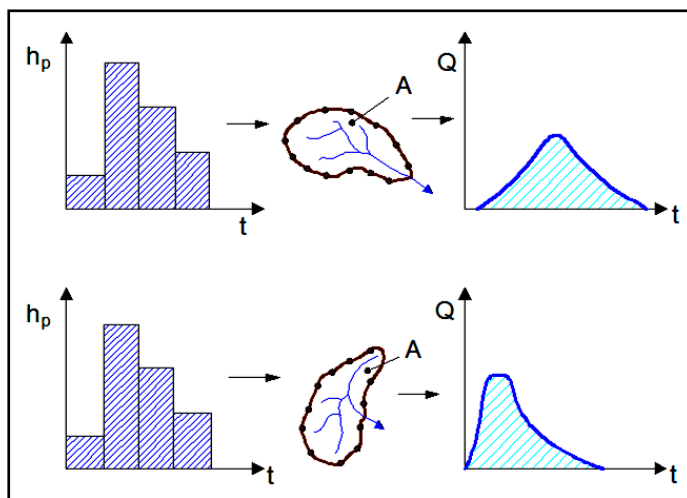


Figura 49. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 1

Al presentarse una misma tormenta en dos cuencas con el mismo suelo y la misma área, pero de diferente forma (figura 49). Aunque el volumen escurrido sea el mismo, el gasto de pico y las demás características del hidrograma varían de una cuenca a otra.

El método del hidrograma unitario toma en cuenta este efecto, considerando, además de la altura total de precipitación y el área de la cuenca, su forma, pendiente, vegetación, etc., aunque no de forma explícita. El *Hidrograma unitario* se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria¹ que cae de manera uniforme sobre la cuenca durante un intervalo de tiempo llamado duración en exceso "de". Este método fue desarrollado originalmente por Sherman en 1932 y se basa en las siguientes hipótesis:

¹ Generalmente de 1mm, aunque puede ser de 1 cm, 1 pulgada, etc.

- a) *Tiempo base constante.* Para una cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independientemente del volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración de la lluvia en exceso.
- b) *Linealidad o proporcionalidad.* Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de lluvia efectiva. Como consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí, ver figura 50.

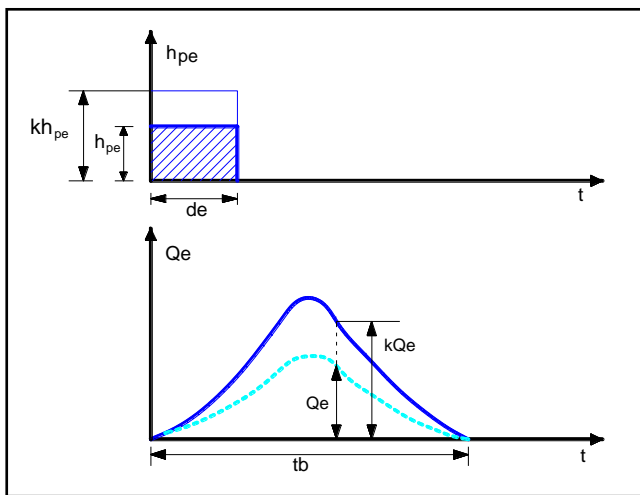


Figura 50. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 1

- c) *Superposición de causas y efectos.* El hidrograma que resulta de un periodo de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos lluviosos precedentes, (ver figura 51).

Existen diferentes tipos de hidrogramas unitarios, a continuación sólo se describirán el hidrograma unitario tradicional y el hidrograma unitario sintético y dentro de éste último se explicará el hidrograma unitario triangular y el adimensional.

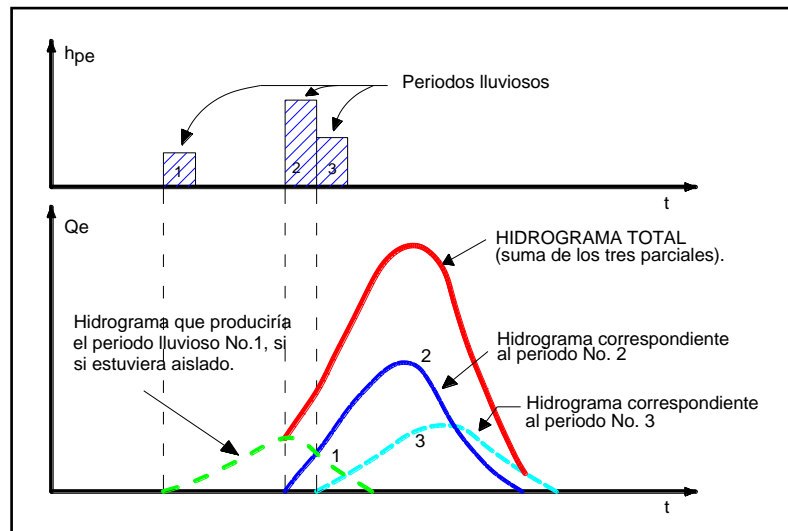


Figura 51. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 1

▲ **HIDROGRAMA UNITARIO TRADICIONAL**

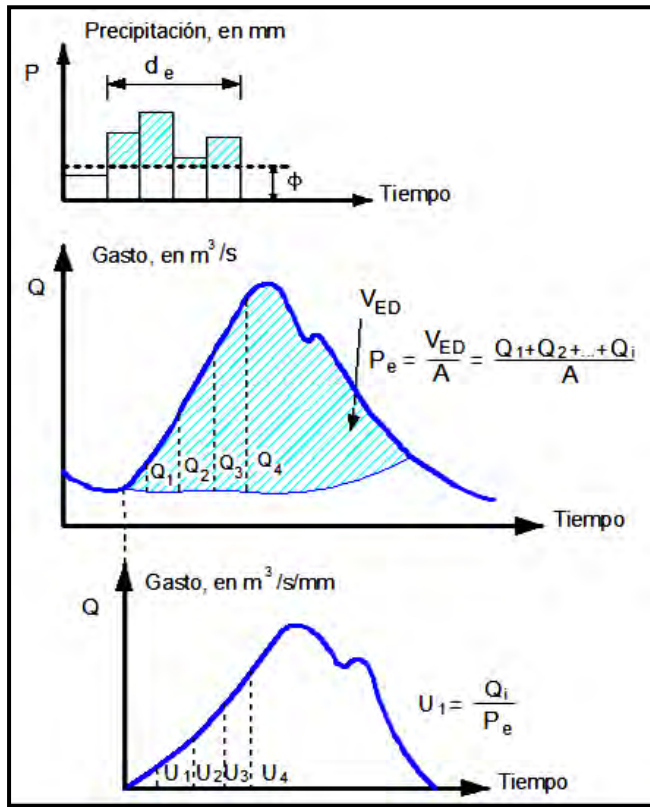


Figura 52 Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 7

Éste se basa en la suposición de que las lluvias con una misma duración y distribución espacial producen hidrogramas unitarios semejantes. De esta manera resulta que las ordenadas del hidrograma son proporcionales al volumen de escurrimiento directo. De acuerdo a lo anterior, el área bajo la curva del hidrograma unitario es el volumen de escurrimiento directo de este hidrograma y el cual debe ser igual al área de la cuenca por 1 mm de lluvia efectiva. El procedimiento para calcular el hidrograma unitario tradicional se sintetiza en los pasos siguientes:

- 1) Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo y se calcula el volumen de escurrimiento directo V_{ED} .
- 2) Se estima la altura lluvia en exceso h_{pe} , dividiendo el V_{ED} entre el área de la cuenca A_c y se especifica la duración de esta lluvia.

$$h_{pe} = \frac{V_{ED}}{A_c} \quad (82)$$

donde: h_{pe} = Altura de lluvia efectiva o en exceso, mm.
 V_{ED} = Volumen de escurrimiento directo, m^3 .
 A_c = Área de la cuenca, Km^2 .

- 3) Se determinan las ordenadas del Hidrograma Unitario dividiendo las del hidrograma de escurrimiento directo entre h_{pe} . (ver cálculo del H U tradicional figura 52).

➤ **HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS**

En ocasiones es frecuente no contar con registros simultáneos de precipitación y escurrimiento suficientes. Sin embargo se han desarrollado métodos que permiten obtener hidrogramas unitarios empleando únicamente características generales de la cuenca, a estos métodos se les denomina *hidrogramas unitario sintéticos*.

⤴ **HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR**

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular, (figura 53). De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto de pico como:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b} \quad (83)$$

donde: A = Área de la cuenca, Km².
 t_p = Tiempo de pico, h.
 q_p = Gasto de pico, m³/s/mm.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (84)$$

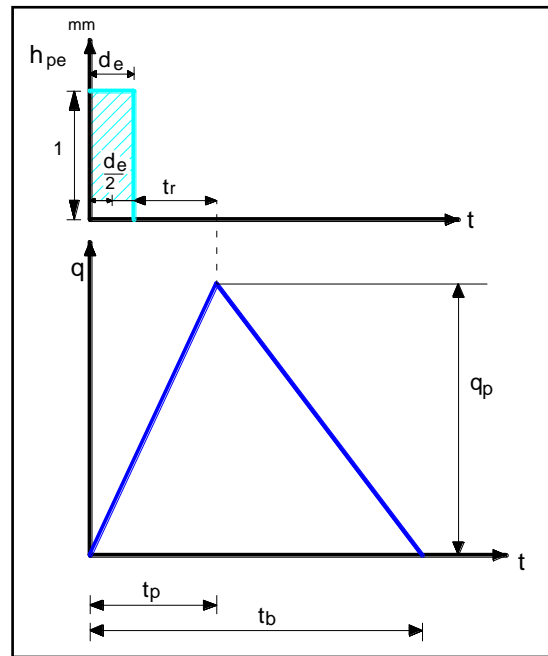


Figura 53. Hidrograma unitario sintético (forma triangular). Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 1

A su vez, el tiempo de pico se expresa como, ver figura 53: $t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$ (85)

donde d_e es la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c .

$$t_r = 0.6 t_c \quad (86)$$

o bien con la ecuación (55). Además, la duración en exceso con la que se tiene mayor gasto de pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente como:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad (87)$$

para cuencas grandes, o bien $d_e = t_c$ para las pequeñas. Todos los tiempos y la duración en exceso en las fórmulas (84 a la 87) están en h. Sustituyendo (84 en 83) se obtiene:

$$q_p = \frac{0.208 A}{t_p} \quad (88)$$

donde (ecuaciones 85 a la 87): $t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c \quad (89)$

con las ecuaciones (84, 85 y 89) se calculan las características del hidrograma unitario triangular. El hidrograma de escurrimiento directo Q_p se calcula multiplicando la altura de precipitación en exceso P_e en mm, por el gasto de pico del hidrograma unitario q_p .

▲ HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL (SCS)

El Soil Conservation Service de los EE.UU. (SCS, 1975) propone usar el hidrograma unitario adimensional. La forma del hidrograma queda definida al multiplicar los valores de las ordenadas y las abscisas, que aparecen en la figura (54) por q_p y t_p , respectivamente de la manera siguiente: Para definir el hidrograma unitario adimensional se calcula el gasto de pico (q_p) y el tiempo de pico (t_p) con las siguientes expresiones:

$$q_p = \frac{0.208 A}{t_p} \quad (90)$$

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c \quad (91)$$

donde: A = Área de la cuenca, Km².
 t_p = Tiempo de pico, h.
 q_p = Gasto de pico, m³/s/mm.
 t_c = Tiempo de concentración, h.

- 1) Se escoge un valor de t/t_p y con ayuda de la figura (54) se obtiene q/q_p .
- 2) Conocido q_p se despeja el valor de q .
- 3) De la relación t/t_p elegida se despeja el valor de t .
- 4) Se repite el procedimiento mencionado varias veces, y los valores de q y t así calculados se dibujan para definir el hidrograma unitario.
- 5) El hidrograma de escurrimiento directo Q_p se obtiene multiplicando cada una de las ordenadas del hidrograma unitario por la lluvia efectiva P_e , expresada en mm.

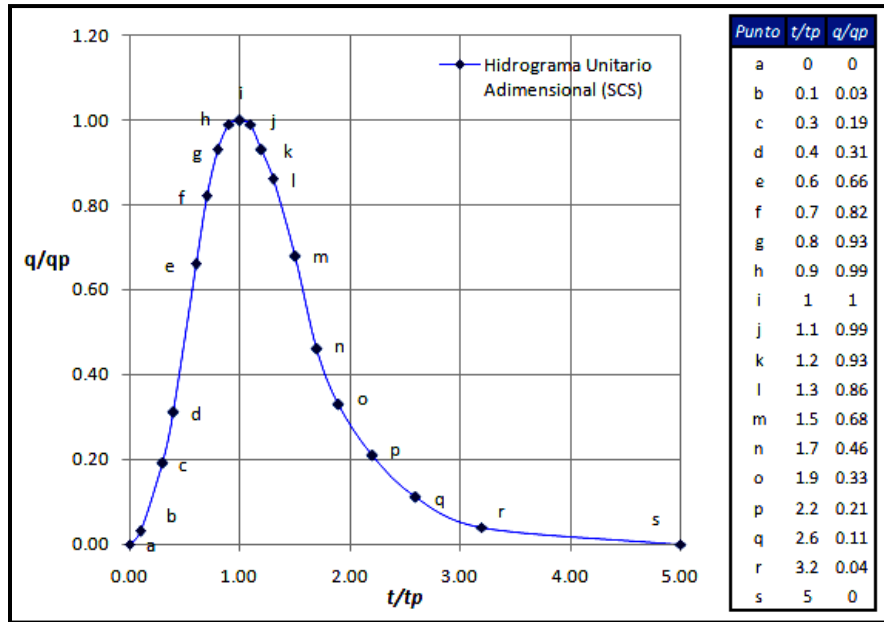


Figura 54. Hidrograma unitario adimensional. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 7

2.4 MÉTODOS HIDRÁULICOS PARA DETERMINAR EL GASTO

Al igual que los métodos hidrológicos, los métodos hidráulicos tienen como fin determinar el gasto que pasa por una sección transversal de una corriente, a través de mediciones realizadas, a este proceso se le conoce como *Aforo de corrientes*. Dentro de estos métodos la obtención del gasto se puede lograr con la medición de la velocidad en la corriente, la información geométrica de la sección donde se mide y el registro de los valores de nivel del agua, todos estos datos proporcionan la base para determinar el volumen que pasa por el cauce en la unidad de tiempo. Existen diversos métodos para aforar corrientes, de entre los cuales se describirán los siguientes:

- ✚ Sección-pendiente.
- ✚ Sección-velocidad.

MÉTODO SECCIÓN PENDIENTE

Este método se utiliza para estimar el gasto máximo que puede presentarse durante una avenida reciente en un río donde no se cuenta con ningún otro tipo de aforo. Para su aplicación se requiere contar con la topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida.

En base a las fórmulas de Manning (39) y continuidad (27), aplicando la ecuación de Bernuolli (34), entre los extremos inicial y final del tramo (figura 55) resulta:

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_{f1-2} \quad (92)$$

de las ec. (27 y 92) se obtiene:

$$h_{f1-2} = \Delta y + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (93)$$

donde $\Delta y = (z_1 + y_1) - (z_2 + y_2) =$ diferencia en elevación de las marcas del nivel máximo del agua en los extremos del tramo. Para tomar en cuenta las pérdidas locales la ecuación (93) se escribe en la forma:

$$h_{f1-2} = \Delta y + \frac{Q^2}{bg} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (94)$$

donde: $b = 2$ si $A_1 > A_2$
 $b = 4$ si $A_2 > A_1$

empleando las ecuaciones (27 y 39) se puede escribir:

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} = \bar{K}_d S^{1/2} \quad (95)$$

donde: $\bar{K}_d = \frac{ARh^{2/3}}{n}$ es el coeficiente de conducción medio en el tramo.

puede calcularse como el promedio geométrico de los coeficientes de conducción en los tramos

del mismo: $\bar{K}_d = \sqrt{K_{d1}K_{d2}}; K_{di} = \frac{A_iRh_i^{2/3}}{n_i} \quad (96)$

utilizando las expresiones (94 y 95) y tomando en cuenta que $h_{f1-2} = S L$ se obtiene:

$$\frac{Q^2}{\bar{K}_d^2} = \frac{\Delta y}{L} + \frac{Q^2}{bgL} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (97)$$

despejando Q se obtiene: $Q = \frac{\sqrt{\Delta y/L}}{\sqrt{\frac{1}{\bar{K}_d^2} - \frac{1}{bgL} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} \quad (98)$

con la ecuación (98) es posible estimar el gasto de pico de una avenida si se conocen las marcas del nivel máximo del agua en las márgenes, la rugosidad del tramo y la topografía del mismo.

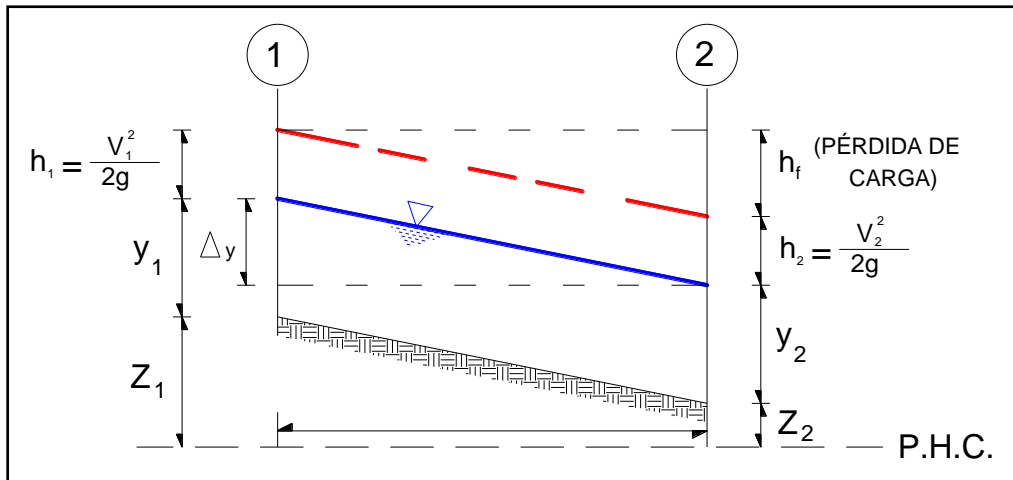


Figura 55. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 1

MÉTODO SECCIÓN VELOCIDAD

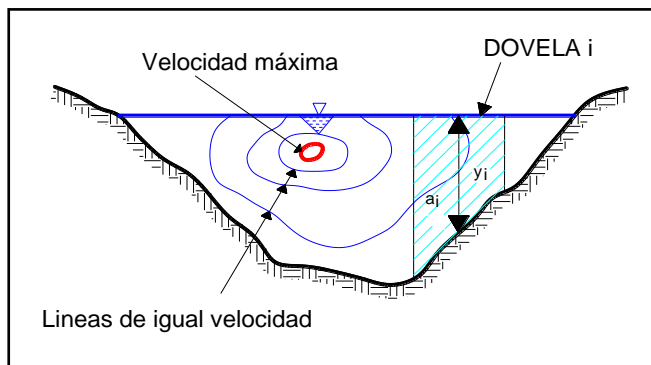


Figura 56. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No.1

Básicamente este método consiste en medir la velocidad en varios puntos de la de la sección transversal y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad. La velocidad del flujo en una sección transversal de una corriente tiene una distribución como la que se muestra en la figura 56.

Este método consiste en los siguientes pasos:

- 1) Se requiere tener la sección transversal del río o cauce.
- 2) Es necesario dividir la sección transversal del cauce en varias subsecciones llamadas *dovelas*, ya que para determinar el gasto no es suficiente medir la velocidad en un solo punto. El gasto que pasa por cada dovela es:

$$q_i = a_i v_{im} \quad (99)$$

donde: a_i = Área de la dovela i .
 v_{im} = Velocidad media en la dovela i .

- 3) Se obtiene la velocidad media v_{im} , a diferentes profundidades, v_{im} se puede tomar como la medida a una profundidad de $0.6 y_i$ aproximadamente, donde y_i es el tirante medido al centro de la dovela, (figura 56) cuando y_i no es muy grande; en caso contrario, conviene tomar al menos dos medidas a profundidades de $0.2 y_i$ y $0.8 y_i$: así la velocidad media es:

$$v_{im} = \frac{v_{20} + v_{80}}{2} \quad (100)$$

En esta ecuación v_{20} y v_{80} son las velocidades medidas a $0.2 y_i$ y $0.8 y_i$ respectivamente. Cuando y_i es muy grande, puede ser necesario tomar tres o más lecturas de velocidad en la dovela. Es recomendable, medir la profundidad de cada dovela cada vez que se haga un aforo.

- 4) El valor del gasto total se obtiene con: $Q = \sum_{i=1}^n q_i$ (101)

donde: n = Número de dovelas.

Para este método la velocidad se mide con unos aparatos llamados molinetes (figura 57) que tienen una hélice o rueda de aspas o copas que gira impulsada por la corriente y, mediante un mecanismo eléctrico, transmiten por un cable el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. Esta velocidad angular se traduce después a velocidad del agua usando una fórmula de calibración que previamente se determina para cada aparato en particular.

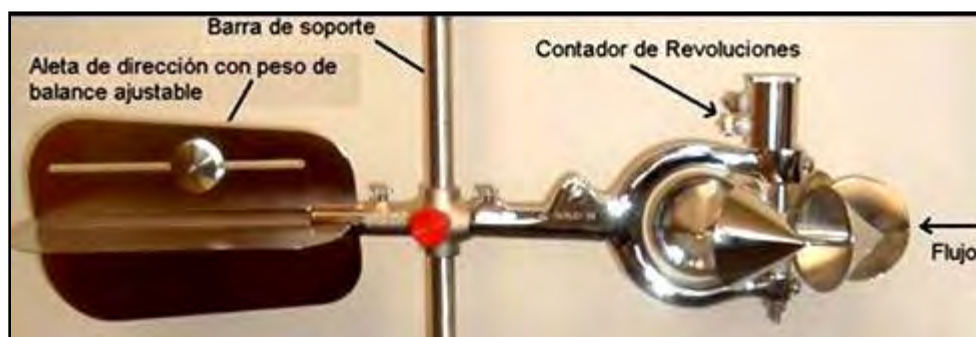


Figura 57. Anónimo, Molinete colocado en la varilla modular.

Imagen tomada del sitio:

http://mct.dgf.uchile.cl/AREAS/hidro_mod1.htm

(Fecha de actualización: 4 de Enero de 2013).

El principal inconveniente de este método es que cada aforo toma un tiempo relativamente largo, por lo que durante una avenida se pueden hacer sólo unas cuantas mediciones, lo que podría no ser suficiente para conformar todo el hidrograma y menos aún determinar el pico.

2.5 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

Las características hidráulicas del flujo a través de las alcantarillas, puede variar desde un flujo a superficie libre con un tirante pequeño, hasta un conducto a presión cuando fluye totalmente llena. De acuerdo a lo anterior, en forma muy general el funcionamiento hidráulico de una alcantarilla puede dividirse en dos categorías:

- ✚ *estructuras sometidas a presión.* (figura 58).
- ✚ *estructuras que trabajan a superficie libre.* (figura 59).

Sin embargo pese a la clasificación anterior, las distintas formas, dimensiones, material de la alcantarilla, gasto de diseño, y las condiciones de entrada y de salida de la misma, hacen que sea muy difícil desarrollar un análisis teórico exacto del flujo de agua a través de la alcantarilla, debido a los numerosos y complejos fenómenos hidráulicos que se pueden presentar, por ejemplo, pueden existir diferentes tipos de flujo para diferentes instantes de tiempo en la misma alcantarilla, dependiendo de la elevación del tirante de agua en el sitio de descarga.



Figura 58. En esta fotografía se observa una alcantarilla trabajando a presión. Autopista La Tinaja – Sayula, Tramo Cosamaloapan – Sayula. Estado de Veracruz. Imagen tomada del sitio: <http://www.slideshare.net/angelarmengol/danos-carreteras-veracruz-sct> (Fecha de actualización: 9 de Enero de 2013).



Figura 59. Alcantarilla de cajón trabajando a superficie libre. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

CRITERIOS DE LA FHWA

La Administración Federal de Caminos de los EE.UU. (FHWA) a través de numerosas pruebas de laboratorio y estudios de campo observó que en las alcantarillas se presenta una sección de control dentro de la cual se pueden clasificar los distintos tipos de flujo presentes en la misma. Entendiendo por sección de control, aquella sección donde existe una relación definida entre el caudal y el tirante. A partir de esta experimentación, se ha puesto de manifiesto que el flujo en las alcantarillas carreteras opera con dos grandes tipos de control: *flujo con control de entrada* y *flujo con control de salida*.

A. FLUJO CON CONTROL DE ENTRADA

El flujo con control de entrada, básicamente está en función de las características *geométricas de la alcantarilla* y del *nivel de agua existente en su proximidad aguas arriba*. El flujo en alcantarillas que operan bajo condiciones de control de entrada, es supercrítico con altas velocidades y profundidades bajas, y es común que se presente cuando la pendiente de la alcantarilla es pronunciada. En la figura 60 se muestran cuatro flujos diferentes bajo control de entrada, el tipo de flujo depende de si la entrada, salida o ambas en la alcantarilla están sumergidas.

En la figura 60 (A), el agua fluye a superficie libre tanto en la entrada como en la salida de la alcantarilla, en este caso el flujo de la alcantarilla es supercrítico, la alcantarilla está parcialmente llena en toda su longitud y el tirante aguas abajo (T_w) se aproxima en forma normal a la salida. En la figura 60 (B), se muestra el extremo de la entrada de la alcantarilla sumergido, con el agua que fluye libremente en la salida, la alcantarilla está parcialmente llena a lo largo de su longitud, y el flujo es supercrítico dentro de la misma. En la figura 60 (C), solamente la salida de la alcantarilla está sumergida, pero esto no produce un control en la salida. El flujo en la alcantarilla un poco después de la entrada de la misma (entrada), es supercrítico, y se presenta un salto hidráulico dentro de la alcantarilla. En la figura 60 (D), se muestran sumergidas tanto la entrada como la salida de la alcantarilla, pero la alcantarilla está parcialmente llena en una parte de su longitud, creando condiciones de flujo inestable en la alcantarilla oscilando entre flujo parcialmente lleno y flujo lleno.

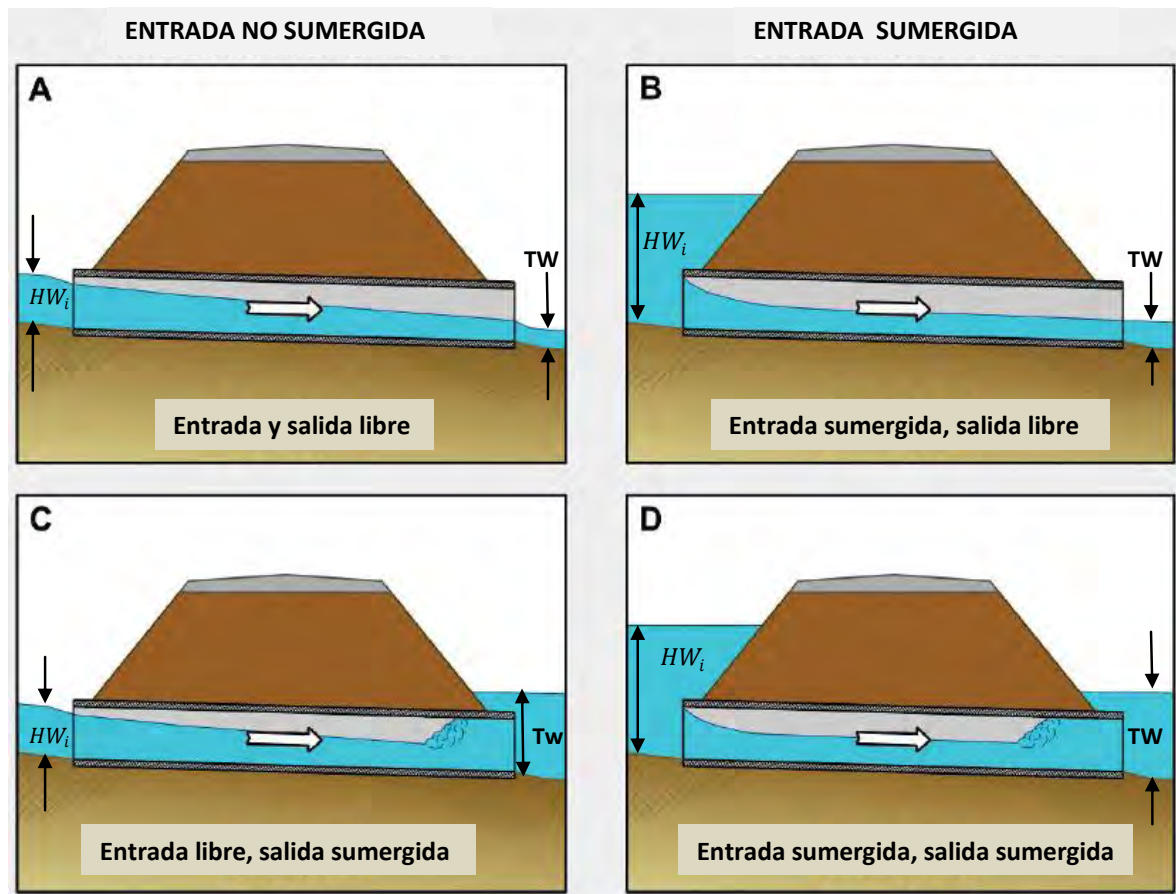


Figura 60. Tipos de control en la entrada. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

Varios factores afectan el comportamiento de una alcantarilla bajo condiciones de control en la entrada, estos incluyen el área, la forma, la configuración de la entrada, además de la carga hidráulica a la entrada. A través de diversas pruebas y modelos la (FHWA), desarrolló las ecuaciones para valuar el flujo en alcantarillas bajo control de entrada para las dos condiciones: “*entrada sumergida y entrada no sumergida*”. La entrada funciona como un orificio cuando está sumergida y como un vertedor cuando no está sumergida.

Para **entrada no sumergida** las ecuaciones son:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5 S \quad (102)$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M \quad (103)$$

Para **entrada sumergida**:

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5 S \quad (104)$$

- donde:
- HW_i = (Headwater inlet) Nivel del agua a la entrada de la alcantarilla para control de entrada, m.
 - D = Altura o diámetro de la alcantarilla, m.
 - H_c = Carga hidráulica sobre el tirante crítico $\left(d_c + \frac{v_c^2}{2g} \right)$
 - Q = Gasto que pasa por la alcantarilla, m^3/s .
 - A = Área transversal llena de la alcantarilla, m^2 .
 - S = Pendiente de la alcantarilla, (m/m) .
 - K, M, c, Y = Coeficientes que dependen de la geometría y condiciones de entrada. (Para ampliar la información sobre estos coeficientes se pueden consultar la referencia bibliográfica No.6).

La ecuación (102) tiene más soporte técnico y se basa en la carga específica para la profundidad crítica, mientras que la ecuación (103) es de uso más sencillo ya que es de forma exponencial y similar a la ecuación de un vertedor, ambas ecuaciones dan resultados adecuados. La ecuación (104) da la relación para la condición de entrada sumergida.

A.1 Cálculos para flujo con control de entrada

A partir del gasto de diseño, y propuesto un tipo de alcantarilla (forma, dimensiones y tipo de entrada), el procedimiento para obtener el valor del tirante de agua que debe formarse a la entrada HW_i se calcula con base en los **nomogramas de diseño para flujo con control de entrada** publicados por la FHWA como el que se ilustra en la figura (64) mediante los siguientes pasos:

- 1) Se busca en la primera recta vertical del nomograma, las dimensiones de la alcantarilla propuesta, y en la segunda recta se identifica el gasto de diseño en la segunda recta.
- 2) Se traza una recta que una ambos puntos, y se prolonga hasta las rectas tres que están a la derecha del nomograma. Luego se traza una recta horizontal, y se elige el valor de HW/D de la recta que corresponde al tipo de entrada adoptado.
- 3) Con el valor de la relación HW/D se despeja HW y el valor obtenido corresponde al valor de HW_i . El valor de HW_i no debe superar la altura máxima admisible para el agua a la entrada de la alcantarilla de acuerdo a las condicionantes de diseño planteadas, por otro lado si este valor es muy pequeño puede que la alcantarilla este sobredimensionada lo que ocasionaría costos excesivos e innecesarios.

B. FLUJO CON CONTROL DE SALIDA

El flujo máximo en una alcantarilla que opera con control en la salida depende de *la carga hidráulica en la entrada, de la geometría de la entrada y de la consideración adicional del tirante de agua en la descarga, así como de la pendiente, rugosidad y longitud de la alcantarilla*. Este tipo de flujo ocurre con mayor frecuencia en pendientes planas, y en especial, en los lugares en donde las condiciones aguas abajo son causa de que el tirante en la descarga de agua sea mayor que la profundidad crítica. Bajo estas condiciones, por lo regular existe un remanso aguas arriba en flujo subcrítico, y aguas abajo se presenta un flujo en régimen supercrítico, de tal forma que todo lo que ocurre desde la sección de salida hacia aguas arriba tiene influencia en el nivel del agua a la entrada. El escurrimiento en alcantarillas con control de salida puede presentarse con conducto lleno o parcialmente lleno, ya sea en una zona o en toda la longitud de la alcantarilla. Existen diferentes tipos de flujo bajo control de salida (figura 62), en donde los procedimientos de cálculo son diferentes si la salida es sumergida o libre.

B.1 Cálculos para flujo con control de salida

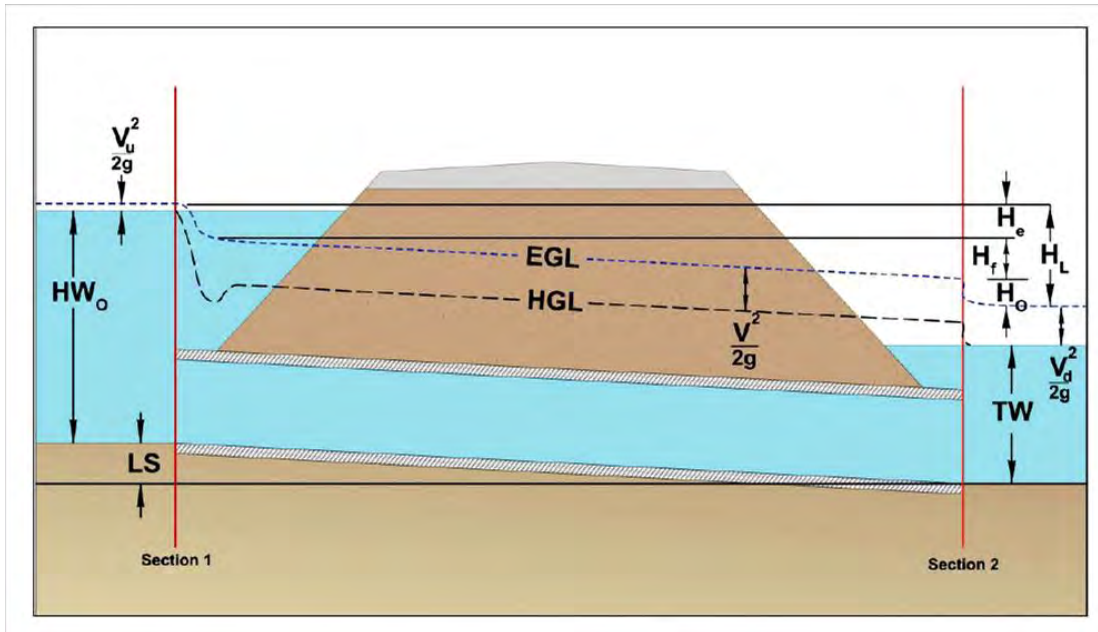


Figura 61. Línea de energía hidráulica a flujo lleno. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

De la figura anterior, si se plantea la ecuación de la energía entre la entrada y salida de la alcantarilla y se igualan las energías totales, resulta:

$$HW_o + LS + \frac{V_u^2}{2g} = TW + \frac{V_d^2}{2g} + H_L \quad (105)$$

En la mayoría de los casos las cargas de velocidad tanto aguas arriba como aguas abajo son tan bajas que suelen despreciarse, haciendo esta consideración y despejando la carga hidráulica a la entrada de la alcantarilla se obtiene una ecuación general del tipo:

$$HW_o = TW + H_L - LS \quad (106)$$

- donde:
- HW_o = (*Headwater outlet*) Nivel del agua a la entrada de la alcantarilla para control de salida, m.
 - V_u = Velocidad de aproximación aguas arriba, m/s.
 - TW = (*Tailwater*) Tirante o nivel de agua a la salida de la alcantarilla, m.
 - V_d = Velocidad de aproximación aguas abajo, m/s.
 - L = Longitud de la alcantarilla, m.
 - S = Pendiente de la alcantarilla, m/m.
 - H_L = Suma de todas las pérdidas ($H_e + H_f + H_o$).

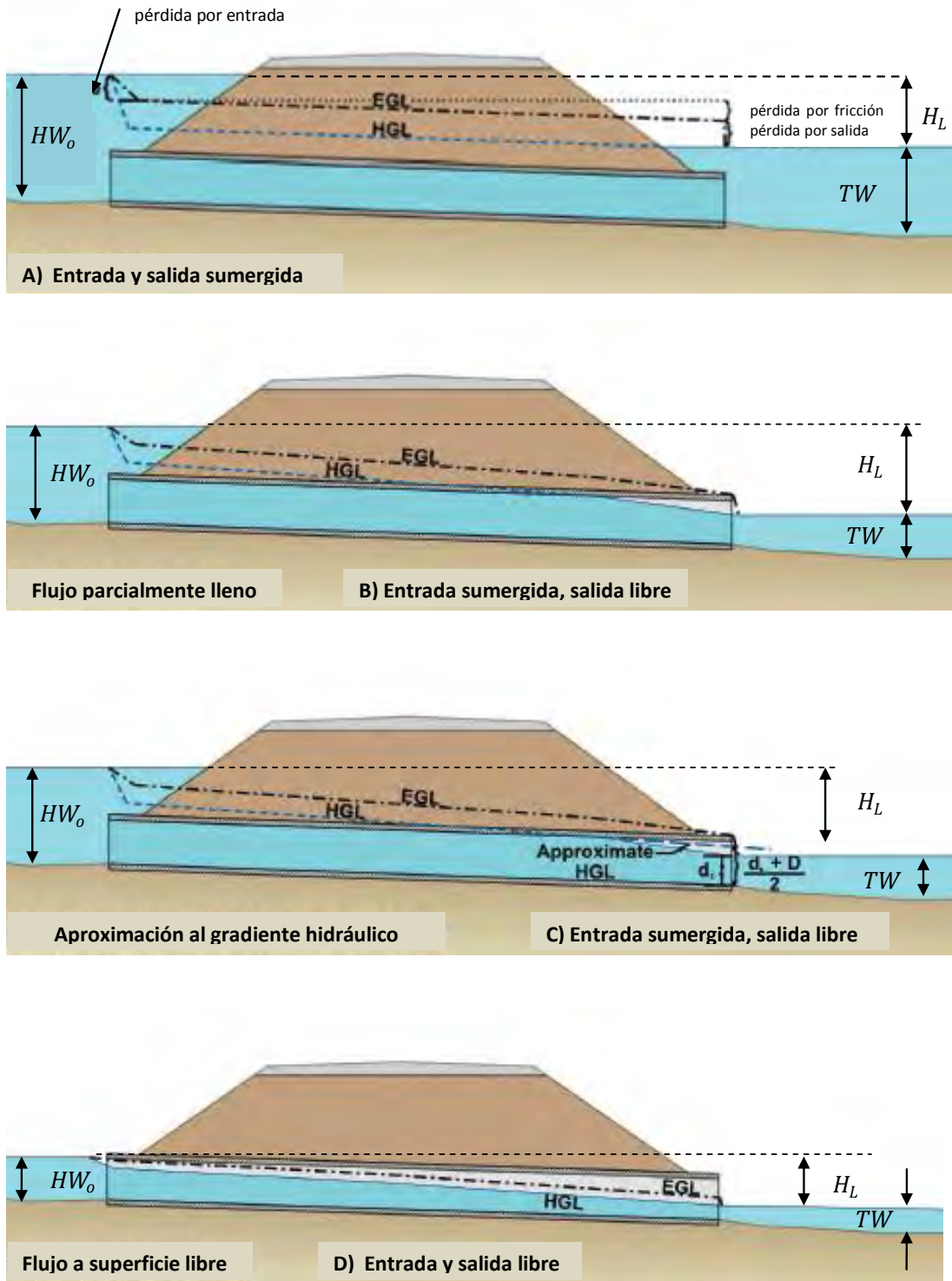


Figura 62. Tipos de control de salida. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

Salida sumergida (caso A)

Usualmente en este caso la pérdida de carga o energía total H_L a través de la alcantarilla es la suma de la pérdida de entrada H_e , de la pérdida por fricción en el cañón H_f y de la carga de velocidad H_v en el cañón.

$$H_L = H_e + H_f + H_v \quad (107)$$

donde: h_L = Pérdida de carga total, m.
 h_f = Pérdida por fricción en el cañón, m.
 h_e = Pérdida por entrada en el cañón, m.
 h_v = Carga de velocidad, m.

La **pérdida por entrada** es una función de la carga de velocidad H_v en la alcantarilla, por tanto ésta queda definida como:

$$H_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad (108)$$

donde: K_e = Coeficiente de entrada en función de la forma de entrada que tiene la alcantarilla (sección, muros de cabeza y aleros), adimensional.(Tabla 9)
 $\frac{V^2}{2g}$ = H_v = Carga de velocidad, m.

La **pérdida por fricción** en el cañón, es también en función de la carga de velocidad, con base en la ecuación de Manning, la pérdida por fricción es:

$$H_f = \left[\frac{K_u n^2 L}{R^{1.33}} \right] \frac{V^2}{2g} \quad (109)$$

donde: K_u = Factor de conversión igual a 19.63 para el (SI).
 n = Coeficiente de rugosidad de Manning de la alcantarilla (Tabla 10).
 L = Longitud de la alcantarilla, m.
 R = Radio hidráulico de la totalidad de la alcantarilla, m.

de acuerdo a las ecuaciones (108 y 109), la ecuación (107) puede reducirse a:

$$H_L = \left[1 + K_e + \frac{K_u n^2 L}{R^{1.33}} \right] \frac{V^2}{2g} \quad (110)$$

Salida no sumergida (casos B, C y D)

En estos casos, si el nivel del tirante inmediatamente aguas abajo de la salida se encuentra por debajo del dintel de la alcantarilla la condición de salida sumergida no existe y la determinación del nivel de aguas a la entrada se realiza en forma diferente. En los tres casos la solución se basa en la ecuación (106), de la misma, sólo se conocen los términos **L** y **S**. Para la estimación del nivel de agua a la salida (**TW**), se adopta el mayor valor entre:

a) **TW**, que es el nivel de agua a la salida **cuando es conocido**.

b) Mediante la expresión: $\frac{dc+D}{2}$ (111), que representa la altura de la línea piezométrica o gradiente hidráulico aproximadamente.

donde: dc = Es la profundidad o tirante crítico para el gasto de diseño, m. Su valor se estima a partir de gráficas como la que se ilustra en la figura (63).
 D = Diámetro o altura de la alcantarilla, m

** Para una sección rectangular o cuadrada, la altura crítica para un gasto **Q** (m³/seg), y un ancho

de obra **B** (m), está dada por: $d_c = 0.467 \left(\frac{Q}{B}\right)^{2/3}$ (112)

Para la estimación de **H_L**, se pueden utilizar los *nomogramas para control de salida* publicados por la FHWA (figura 65). Al igual que se hizo en el flujo con control de entrada, a partir de un cierto tipo de alcantarilla, con dimensiones, material, pendiente, características de entrada y un gasto de diseño dado, se calculará el nivel del agua a la entrada de la alcantarilla. Notar que en este caso interesa el material de la alcantarilla porque define la rugosidad (**n**), también influye la pendiente, y su condición de nivel aguas abajo. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1) Del nomograma de control de salida, se traza una recta que une las dimensiones de la sección transversal de la alcantarilla con la longitud de la misma, definiendo un punto en la recta de paso o giro. Notar que hay dos (o más) curvas de longitud, de las que debe elegirse la que corresponde a las condiciones de entrada de nuestro diseño en particular.

2) Se une el gasto de diseño, con ese punto recién definido en la recta de paso, cortando la recta de **H**. **Ese valor obtenido corresponde a **H_L**, y se introduce en la ecuación (106), junto con **TW**, **L** y **S**, para obtener el valor de **HW_o** buscado.

En resumen para saber el tipo de control de flujo que gobernará en la alcantarilla, se comparan los valores obtenidos para HW_i (control de entrada) y HW_o (control de salida) y el mayor valor obtenido entre ambos casos será el tipo de control de flujo que gobernará en la alcantarilla.

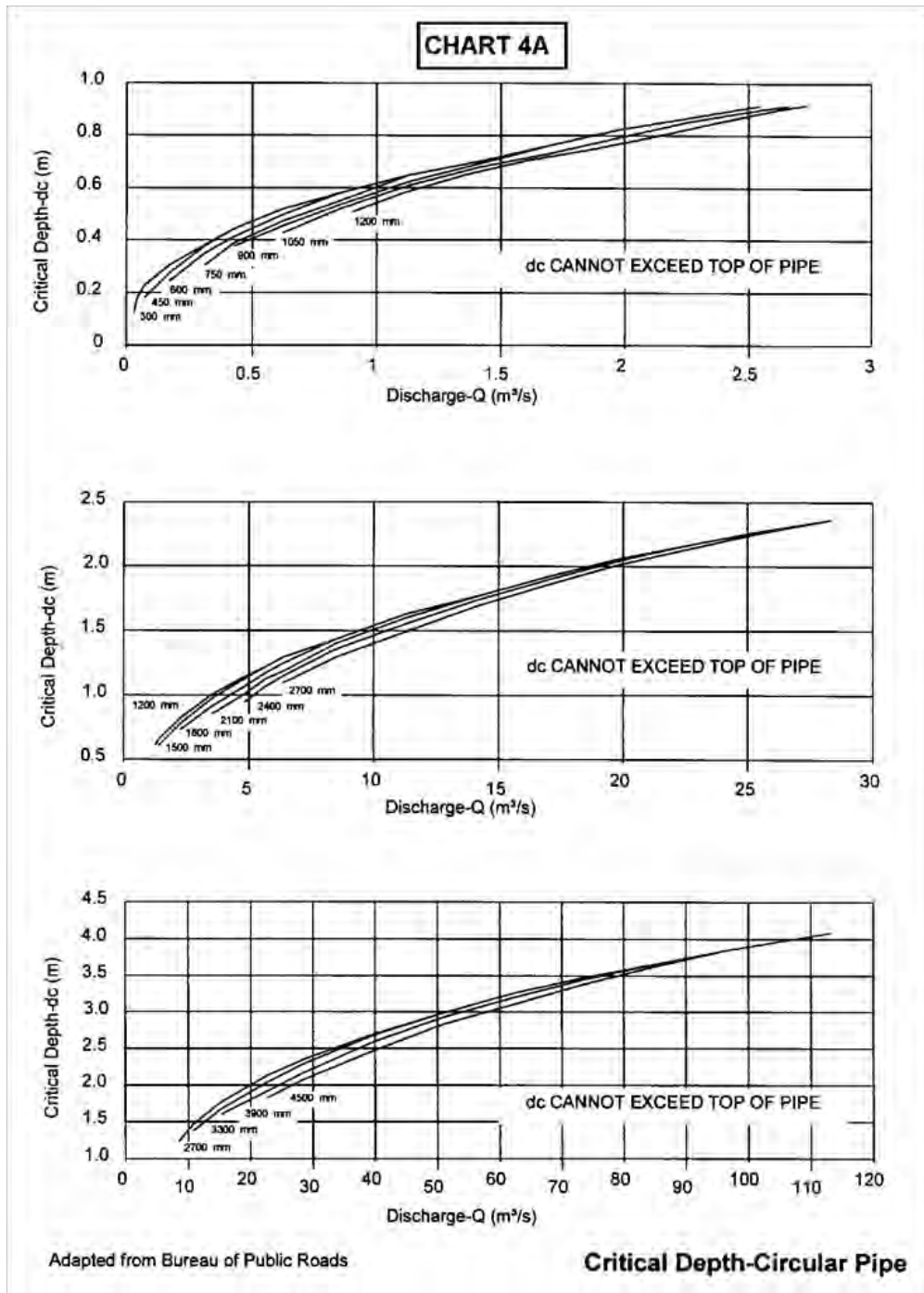


Figura 63. Gráficas para obtener el tirante o profundidad crítica para tubos circulares. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

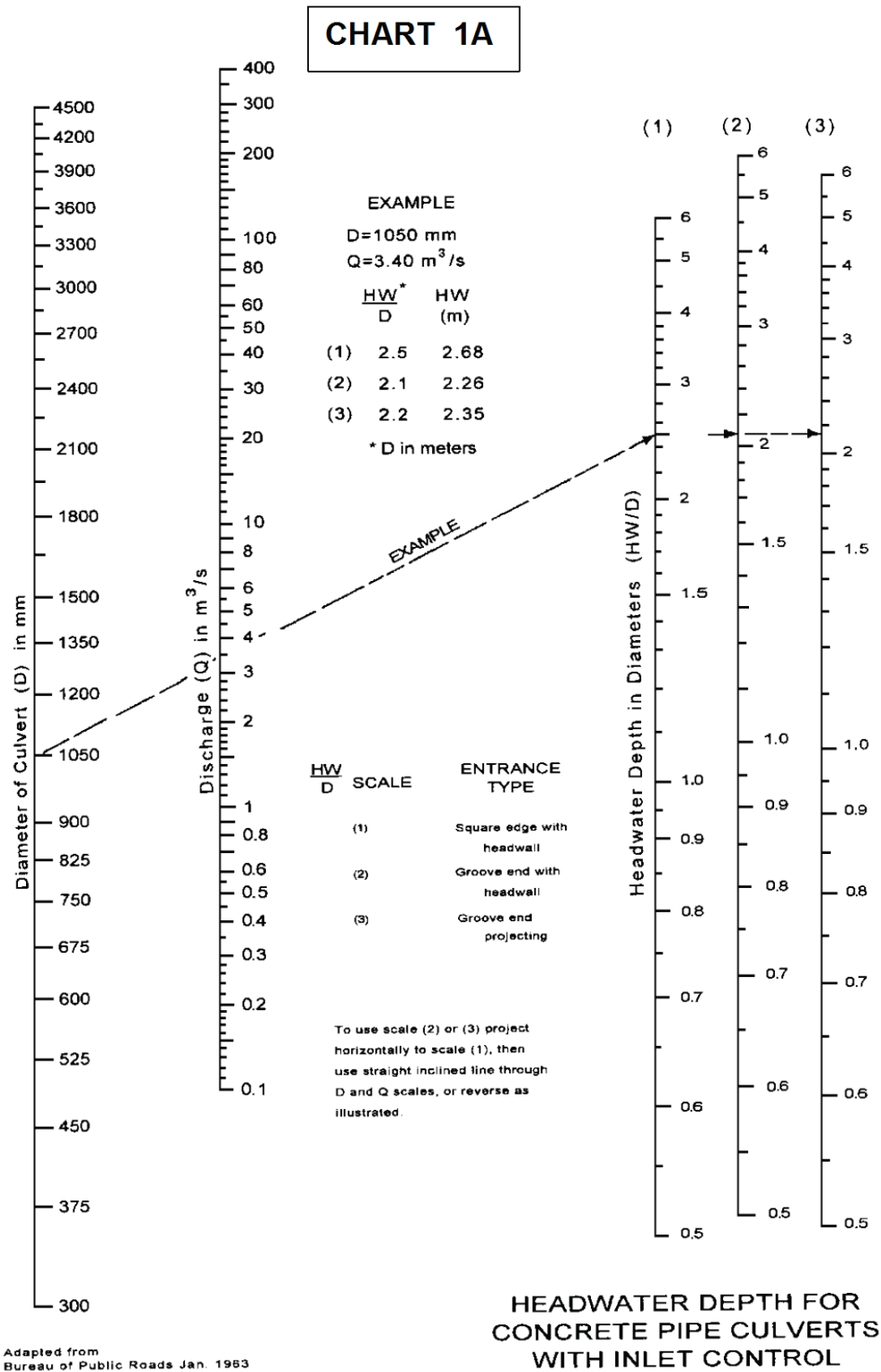


Figura 64. Nomograma de diseño para alcantarilla de tubo de concreto con control de entrada. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

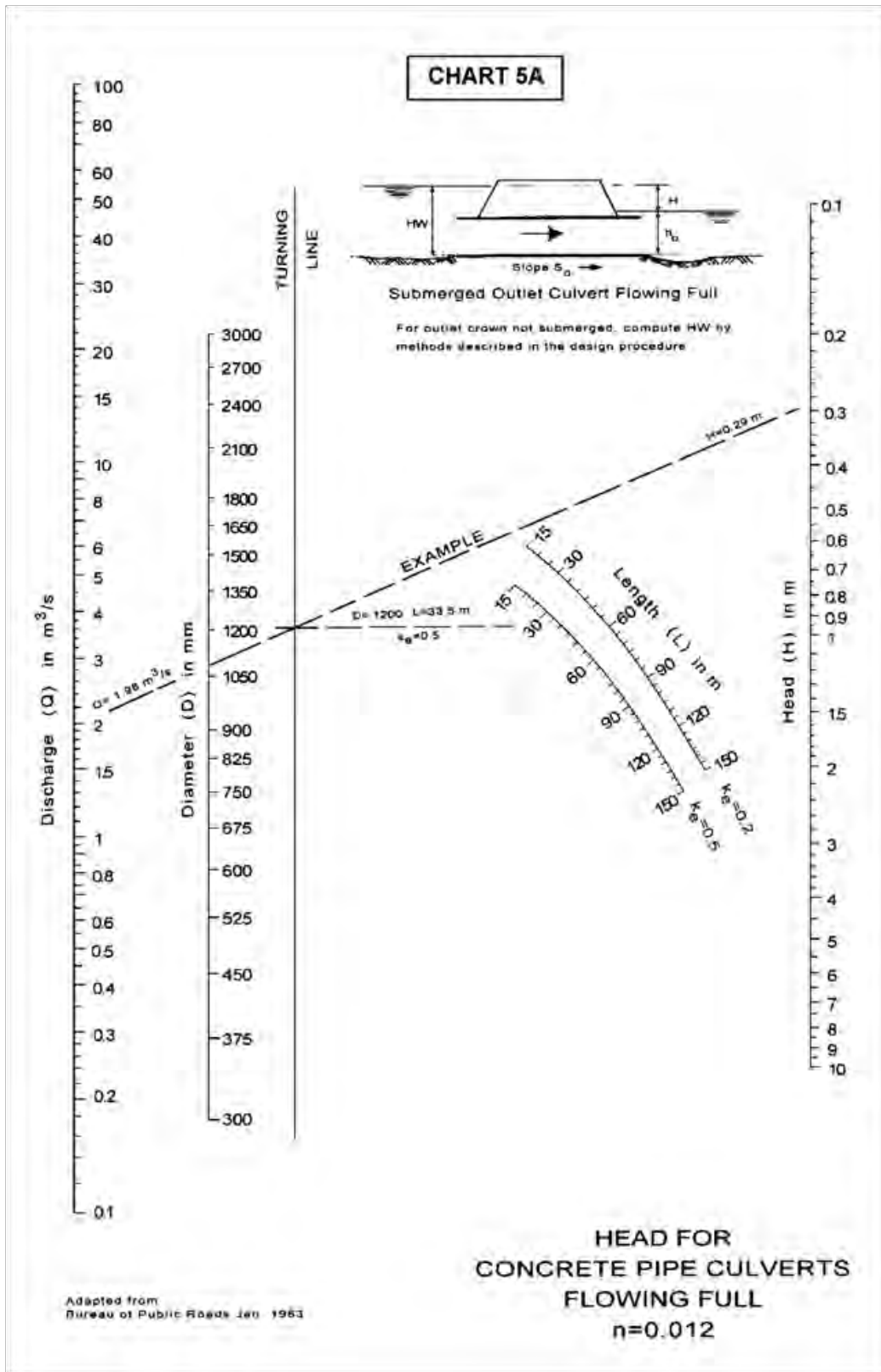


Figura 65. Nomograma de diseño para alcantarilla de tubo de concreto con control de salida. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 6

Tabla 9. Algunos valores del coeficiente de pérdida por entrada en alcantarillas K_e	
Tipo de estructura y diseño de entrada	Coefficiente K_e
TUBERÍA DE CONCRETO	
Proyectándose desde el terraplén, extremo final de corte cuadrado	0.5
Muros principales y de defensa	
Borde Cuadrado	0.5
Unidos a inglete para conformarlo a la pendiente del terraplén	0.7
Sección final conforme a la pendiente del terraplén	0.5
Aristas biseladas, con biseles de 33.7° ó 45°	0.2
Extremo final del tubo en forma de cavidad (extremo acanalado)	0.2
TUBERÍA O ARCO TUBO DE METAL CORRUGADO	
Proyectándose desde el terraplén (sin muro principal)	0.9
Con muro principal y defensa con orillas o bordes cuadrados	0.5
Sección final conforme a la pendiente del terraplén	0.5
Aristas biseladas con biseles a 33.7° ó 45°	0.2
CAJA DE CONCRETO REFORZADO	
Muro principal paralelo al terraplén (ningún muro de defensa)	
Aristas cuadradas en tres lados	0.5
Muros de defensa de 30° a 75° del cañón	
Aristas cuadradas en la corona	0.4
Corona de aristas redondeadas, arista superior biselada	0.2
Muros de defensa de 10° a 25° del cañón	
Aristas cuadradas en la corona	0.5
Muros de defensa paralelos (prolongación de los lados)	0.7
Lado de entrada en forma cónica en los tres tipos de alcantarilla	0.2

Tabla 10. Coeficiente Manning para alcantarillas		
Tipo de alcantarilla	Rugosidad o corrugación	n de Manning
Tubo de concreto	suave	0.010 - 0.011
Cajón de concreto	suave	0.012 - 0.015
Tubo de metal acabado en espiral	suave	0.012 - 0.013
Tubo de metal corrugado, tubo arco, y cajón (corrugado anular o helicoidal)	68 por 13 mm (helicoidal)	0.011 - 0.023
	68 por 13 mm (anular)	0.022 - 0.027
	150 por 25 mm	0.022 - 0.025
	125 por 25 mm	0.025 - 0.026
	75 por 25 mm	0.027 - 0.028
	150 por 50 mm placa estructural	0.033 - 0.035
	230 por 64 mm placa estructural	0.033 - 0.037
Polietileno corrugado	suave	0.009 - 0.015
	corrugado	0.018 - 0.025
Cloruro de polivinilo	suave	0.009 - 0.011

2.6 APLICACIÓN DE HEC-RAS

De acuerdo a los alcances de este trabajo, en este apartado se hace notar al lector que no se pretenderá realizar un manual de introducción destinado al uso de este programa; sino que únicamente describirá de forma breve la manera en que HEC-RAS brinda una solución válida al diseño hidráulico de alcantarillas.

A. DESCRIPCIÓN GENERAL

El programa computacional HEC-RAS (Sistema de Análisis de Ríos) fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. El modelo numérico que emplea este software está basado en las hipótesis del flujo unidimensional, los módulos que integran al programa permiten analizar perfiles de flujo permanente, no permanente, transporte de sedimentos, así como realizar el análisis de la calidad del agua, entre otros. HEC-RAS también permite valuar el efecto producido por obstrucciones en cauces o canales tales como puentes, alcantarillas, presas y vertedores.

Para el desarrollo de este trabajo se empleará la versión de HEC-RAS 4.1.0.

B. MODELACIÓN DE ALCANTARILLAS

La modelación alcantarillas en HEC-RAS es semejante a la que se realiza para puentes, este programa permite modelar estructuras con alcantarillas a lo largo de **cauces de ríos y canales** por lo que su aplicación es de gran utilidad en estos casos. Este programa ofrece una amplia gama de posibilidades y geometrías de alcantarillas, todas ellas son obtenidas de las publicaciones técnicas del FHWA, y su clasificación, nomenclatura y especificaciones se basan en éstas.

En función de la clasificación, se distinguen 3 aspectos relacionados con el tipo de alcantarilla:

- **Shape** (Forma): Se pueden escoger 9 tipos distintos de sección como: circular, cajón, elíptica, arco, entre otras. (ver figura 66).
- **Chart Number**: En función de la forma, se escoge el tipo de material de la alcantarilla.
- **Scale Number**: Son los tipos de entrada (muros, aleros, terminado, paramento) que tendrá la alcantarilla.

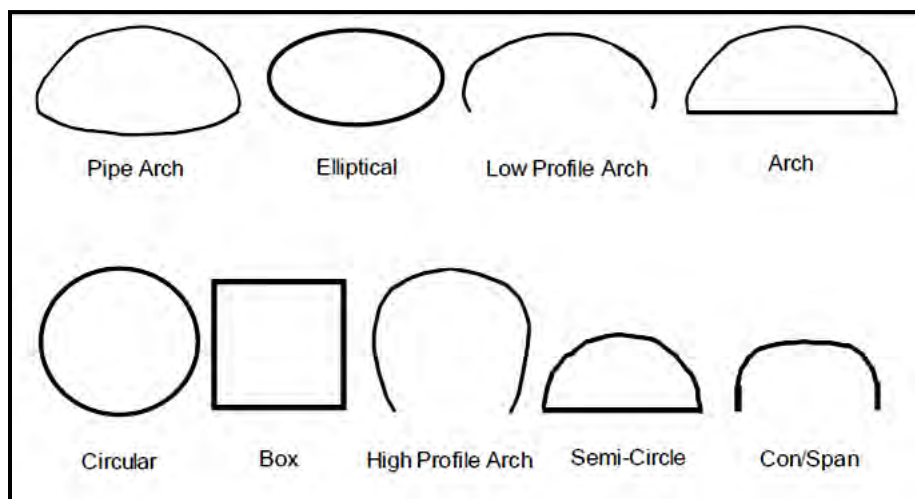


Figura 66. Distintos tipos de sección manejadas por HEC-RAS Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 20

Las limitaciones que presenta el programa para modelar alcantarillas son: que la geometría de la estructura permanece constante, y su pendiente es uniforme.

C. TRAZO DE SECCIONES TRANSVERSALES

El primer aspecto a comentar en cuanto a la modelación y simulación de alcantarillas (obras de paso) en este programa hace referencia al trazado de las secciones transversales. La colocación de las secciones transversales relativas a la ubicación de la alcantarilla son determinantes para la predicción exacta de las pérdidas producidas por los fenómenos de expansión y contracción.

Para una correcta simulación, HEC-RAS emplea cuatro secciones transversales necesarias (ver figura 67).

Las secciones 4 y 1 son responsables de aportar una correcta información a las secciones 2 y 3, que son las que contienen la información sobre condiciones de contorno (profundidades de agua, altura crítica, etc.).

La sección 4 y 1 son importantes para el buen balance de energías en los tramos de aproximación (tramo de contracción 4-3 y tramo de expansión 2-1).

Como veremos, se recomienda el uso e introducción de *Áreas de flujo Inefectivas* en estos tramos para simular los fenómenos de contracción y expansión a fin de obtener una buena simulación con resultados más exactos.

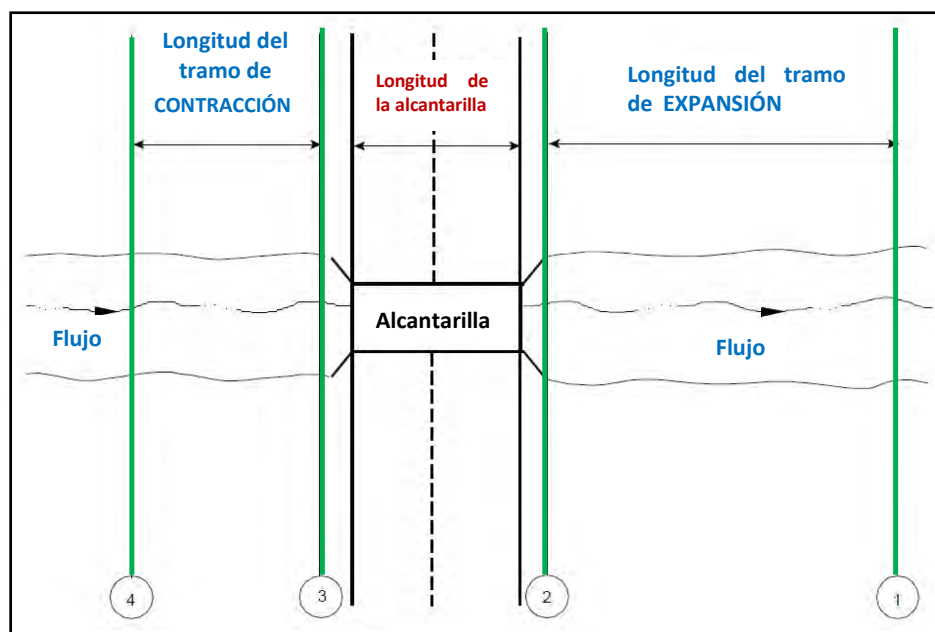


Figura 67. Secciones transversales necesarias para la correcta simulación. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 20

Si bien las secciones 2 y 3 deben ser trazadas lo más cercanas posibles a la alcantarilla, conteniendo la geometría más exacta posible de la entrada y salida, el trazado de las secciones 4 y 1 dependerá de las propiedades del flujo, en general, la longitud de los tramos de expansión y contracción deberá de ser determinada a través de observaciones de campo durante los flujos de avenida, ó bien mediante otro método aceptable.

c.1 Áreas de flujo inefectivas

Cuando en un flujo de agua existe una alcantarilla o cualquier otra obstrucción, se presentan *áreas de flujo inefectivas*, estas definen un área de la sección transversal en la que el agua se acumulará pero no está siendo efectivamente transportada, por lo que se considera que en esas zonas el agua tiene velocidad nula. En las alcantarillas las áreas de flujo inefectivas normalmente ocurren justo aguas arriba y aguas abajo del dique de la vía, fuera de la apertura de la alcantarilla.

D. CÁLCULO HIDRÁULICO

Como ya se ha mencionado, son las secciones 2 y 3 son las que contienen las variables hidráulicas, entre éstas dos geometrías y con la información sobre la tipología de la alcantarilla (forma, tamaño, material, tipo de entrada que introducimos, HEC-RAS genera las Secciones

Internas de balance de energía. En la figura 68 se presenta una definición de las variables hidráulicas y la línea de energía (EGL), con las pérdidas correspondientes.

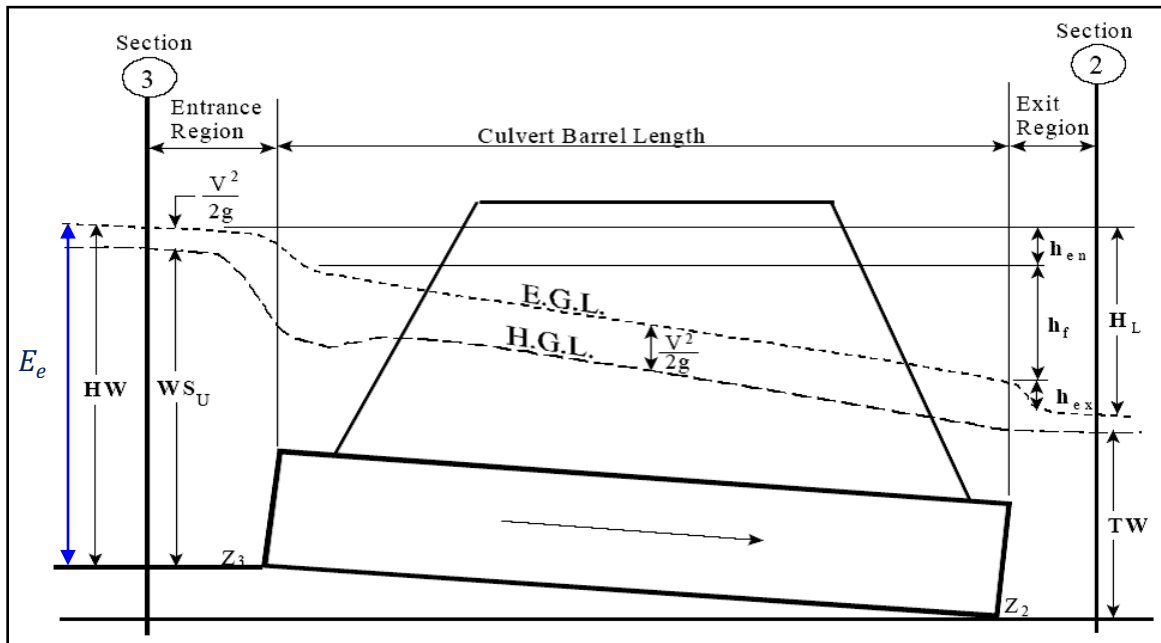


Figura 68. Definición de las variables hidráulicas que intervienen en los cálculos. Línea de energía (EGL) y pérdidas (h_e , h_f , h_{ex}). Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 20

El efecto que producen las alcantarillas en el flujo de un río o canal se calcula valuando las pérdidas de energía que se presentan a la salida, al interior y a la entrada de la alcantarilla, además toma en cuenta las pérdidas por contracción y expansión que tienen lugar aguas arriba y aguas debajo de la alcantarilla. Para simplificar el análisis del flujo a través de la alcantarilla, HEC-RAS estudia 3 tipos de flujo posibles (soluciones de funcionamiento hidráulico de la alcantarilla):

1. Flujo con control de entrada
2. Flujo con control de salida
3. Flujo a presión con vertido superior

Para la determinación de la solución correcta, HEC-RAS aplica una formulación específica para cada tipo de flujo, y finalmente realiza una comparación de resultados según un criterio de decisión basado en la Energía Específica a la entrada (E_e). Básicamente el proceso de cálculo consiste en la determinación de las soluciones (1) y (2) de modo que cada una de ellas define un

valor de energía a la entrada E_e . **El criterio de decisión es el de máxima energía**, y en consecuencia se adopta como solución válida aquella que ofrece un mayor valor de energía E_e . En la figura 69 se muestra un gráfico en el que, en función del gasto de estudio, se determina el valor de E_e para el flujo de Control a la entrada (1) y Control a la salida (2), es el mayor de ambos el que se adopta como válido. Este criterio va más allá en el caso que la energía E_e supere la altura de la cresta o coronación de la vía, con lo cual el tipo de flujo resultante adoptado es el (3) flujo a presión con vertido superior y se aplica su formulación particular.

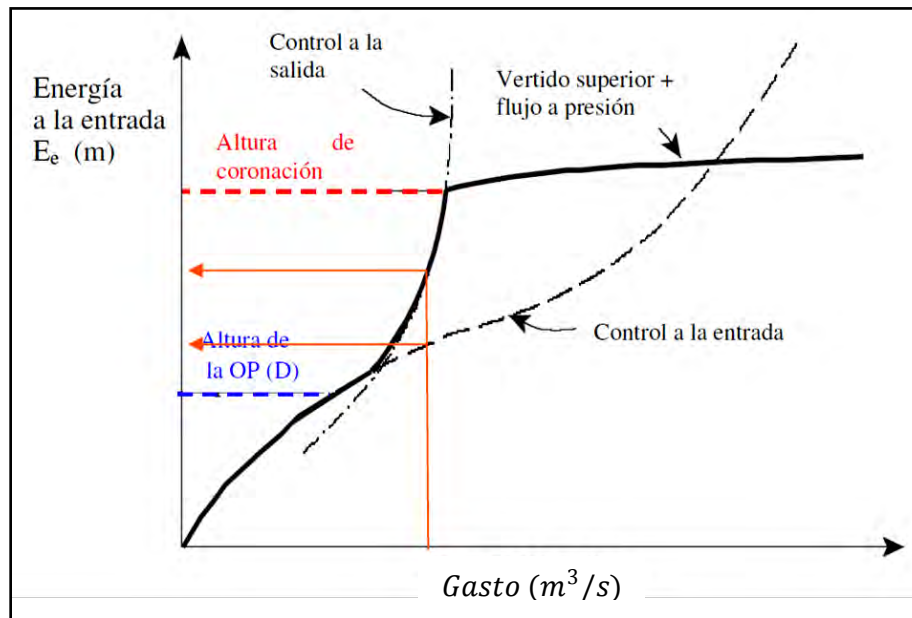


Figura 69. Esquema de decisión curva de funcionamiento $Q - E_e$. Imagen tomada de: Referencia bibliográfica No. 20

Puesto que en el apartado 2.5 se describieron los tipos de flujo (1) y (2) respectivamente, a continuación se describirá brevemente la rutina de cálculo para el tipo de flujo (3).

d.1 Flujo a presión con vertido superior

En el caso que la energía a la entrada E_e sea mayor que la altura de coronación de la obra de paso (alcantarilla), se puede producir un vertido superior. Por tanto, la solución válida debe tomar en cuenta:

- (1) *el vertido superior.*
- (2) *el flujo a través de la alcantarilla.*

La condición adoptada por el programa es separación de gastos y la igualdad de energías E_e , por lo que se deben cumplir, las siguientes expresiones:

$$Q = Q_{Total} = Q_{(1)} + Q_{(2)} \quad (113)$$

$$E_e = E_{e(1)} + E_{e(2)} \quad (114)$$

donde: $Q_{(1)}$ = Gasto para vertido superior, m³/s.
 $Q_{(2)}$ = Gasto para flujo a través de la alcantarilla, m³/s.
 $E_{e(1)}$ = Energía específica a la entrada considerando vertido superior, m.
 $E_{e(2)}$ = Energía específica a la entrada considerando flujo a través de la alcantarilla, m.

Por tanto, HEC-RAS inicia un proceso iterativo de separación de gastos, utilizando la ecuación de vertido superior:

$$Q_{(1)} = Cd.L.H^{1.5} \quad (115)$$

donde: Cd = Coeficiente de descarga por vertido
 L = Longitud del vertedero, m.
 H = Altura de la carga, m.

Los valores del coeficiente de descarga recomendados para vertido sobre una carretera típica es de $Cd=1.44-1.7$.

No obstante, existen otros factores (geométricos y de flujo) que pueden variar mucho este valor (consultar *referencias bibliográficas 19 y 20*).

El re cálculo para el flujo a través de la alcantarilla con gasto $Q_{(2)}$ se realiza mediante el análisis de los otros dos tipos de flujo (control de entrada y control de salida). La solución válida es aquella que cumpla la condición de las energías a la entrada (dentro de una tolerancia razonable).

CAPÍTULO III

CASO DE ESTUDIO

3.1 PLANTEAMIENTO

ANTECEDENTES

Se realizará el diseño hidráulico de una alcantarilla (obra de cruce) para una carretera tipo C, que da paso al tránsito vehicular entre las localidades de Pueblo Viejo y Los Trapiches en el Municipio de Misantla, Estado de Veracruz. La estructura de drenaje tendrá la particularidad de dar paso al escurrimiento de una corriente intermitente denominada Arroyo “El Cachichín”,



Figura 70. Localización de la zona de estudio. Fuente: Google Earth 2013.

la cual forma parte de la red corrientes tributarias que desembocan al Río Misantla, (ver figura 70). Cabe destacar que el Municipio de Misantla tiene antecedentes de ser una zona susceptible a los efectos producidos por los huracanes, es por ello que pese a que el área drenada por el arroyo El Cachichín es pequeña, podría esperarse el tránsito de un avenida de magnitud considerable que comprometa el funcionamiento hidráulico de la alcantarilla y cause afectaciones al camino y a sus usuarios.

Por tanto para el diseño de esta estructura, se realizará el Análisis Hidrológico para la microcuenca del Arroyo El Cachichín con la finalidad de determinar el gasto de la avenida máxima que pueda presentarse en la zona de interés, para posteriormente efectuar un Análisis Hidráulico a fin de proponer las dimensiones pertinentes de la alcantarilla que permitan drenar ese gasto.

DESCRIPCIÓN DEL MARCO FÍSICO

Ubicación Geográfica

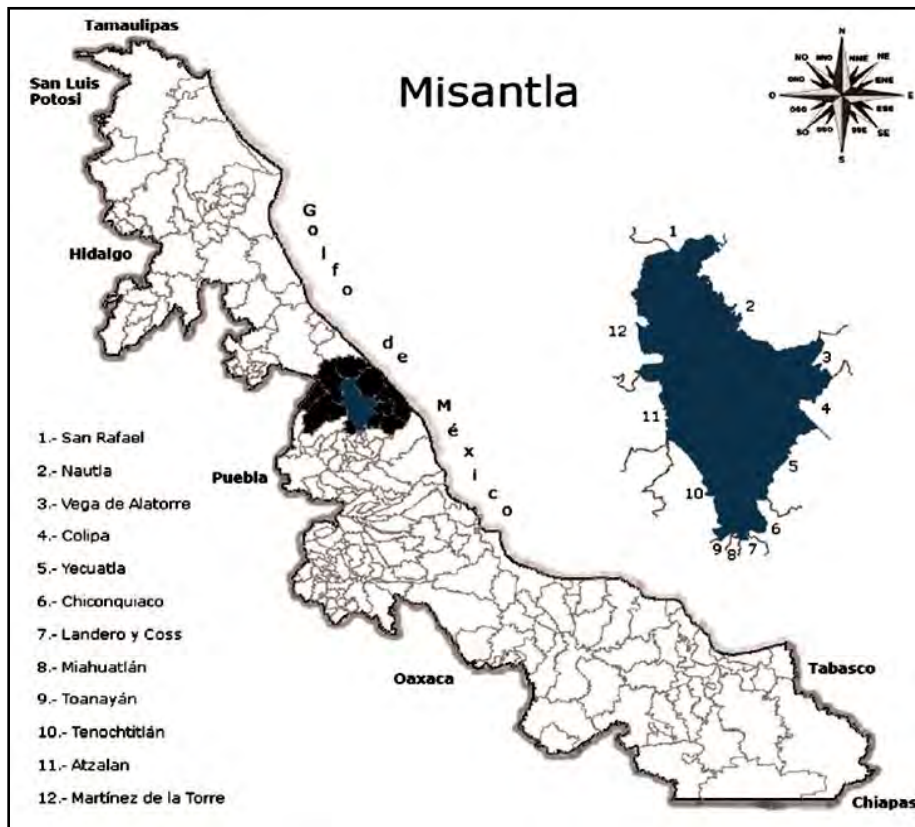


Figura 71. Mapa del Municipio de Misantla. Fuente: Referencia bibliográfica No. 11

El Municipio de Misantla (figura 71) se encuentra ubicado en la zona centro montañosa del Estado de Veracruz, en las coordenadas $19^{\circ} 56'$ latitud norte y $96^{\circ} 51'$ longitud oeste, a una altura de 300 metros sobre el nivel del mar.

Colinda al norte con los municipios de Martínez de la Torre, San Rafael y Nautla; al este con los municipios de Nautla, Vega de Alatorre, Colipa y Yecuatla; al sur con los municipios de Yecuatla, Chiconquiaco, Landero y Coss, Miahuatlán, Tonayán y Tenochtitlán; al oeste con los municipios de Tenochtitlán, Altotonga, Atzalan y Martínez de la Torre.

El Municipio tiene una superficie de 537.94 Km^2 ; cifra que representa un 0.74% total de la superficie del Estado. Se conforma de 207 localidades, de las cuales solo la cabecera es zona urbana y el resto son localidades rurales. Particularmente la zona de ubicación de la alcantarilla se encuentra entre las localidades de Pueblo Viejo y Los Trapiches, (figura 72).

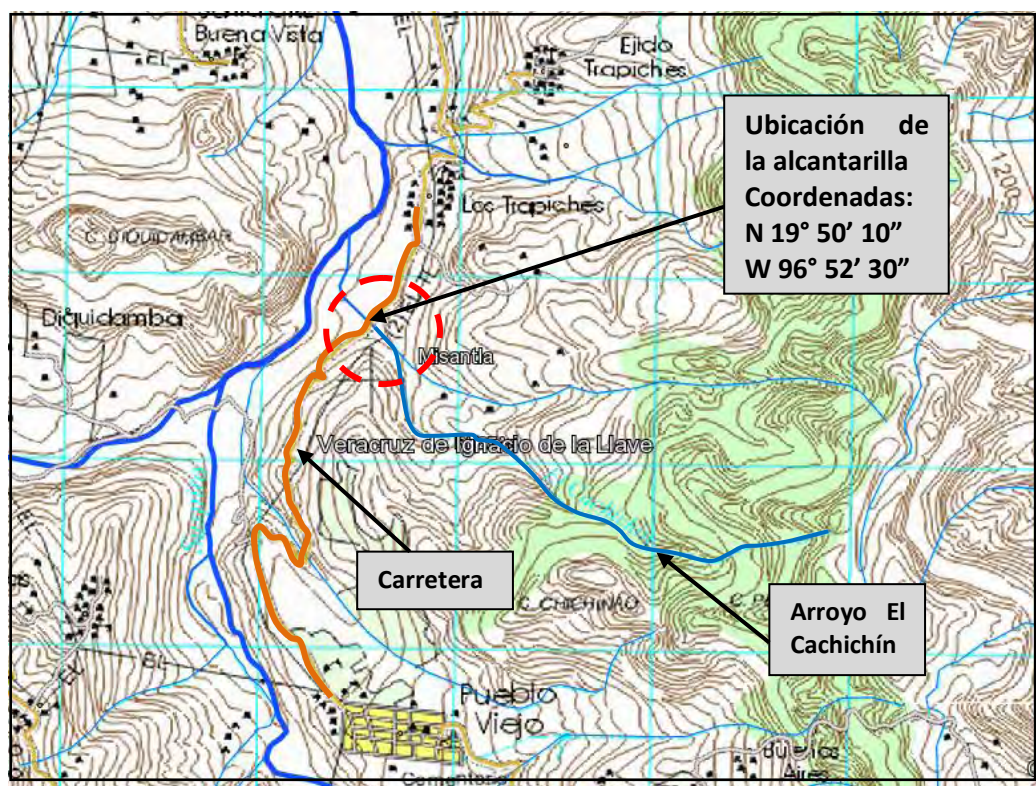


Figura 72. Zona de ubicación de la alcantarilla. Fuente: INEGI SIATL, enero de 2013.

Hidrografía

El Municipio pertenece a la región hidrológica Tuxpan-Nautla en la cual se encuentra la cuenca del Río Nautla y Otros, convergiendo a la vez las subcuencas de los Ríos Misantla, Nautla, Bobos, y Colipa.

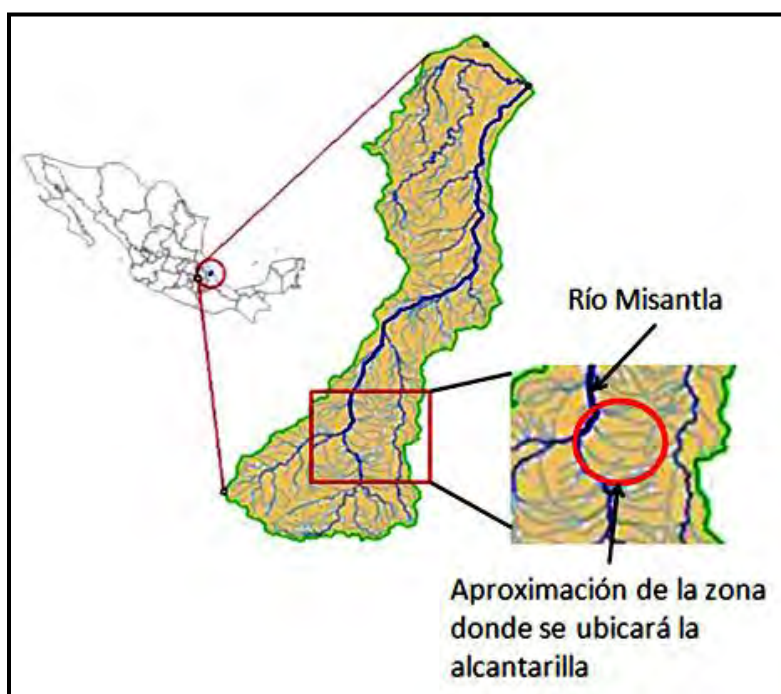


Figura 73. Subcuenca RH27Ae-R.Misantla. Fuente: INEGI 2013.

La zona donde se ubicará la estructura de drenaje, se encuentra localizada dentro de la subcuenca RH27Ae del Río Misantla (figura 73). En la siguiente tabla se muestra las principales corrientes perenes e intermitentes de ésta subcuenca.

Tabla 11	
Tipo de corriente	Nombre
Perenne	El Río principal Misantla, Chapachapa, Kilate, Bobos (Nautla), Grande (también llamado Palmas), La Cueva, Culebras, Frío, Ixtacapan y El Hueso.
Intermitente	Palpoalan Ixcan, Palchan, Suspiro, Matracas Pailti, El Coral, El Viento, Tepetate, Ixtacapita, Dos Ríos, El Carmen, Pipianales, Coapechillo, Hondo, Matracas, Paxil, Machuelil, Piedras Negras, El Cachichín, Dos Botellas, Colorado Chico, Blanco, La Loma, Las Lajas, El Tigre, La Cueva, Calihudo, Piedra de Amolar, Colorado Grande, Verde, entre otros.

Orografía

El área del Municipio de Misantla, pertenece a la región montañosa central del Estado de Veracruz, sobre la vertiente del Golfo de México, entre la cordillera de la Sierra Madre Oriental y las Sierras de Chiconquiaco. La topografía del sistema terrestre es muy variada, localizándose tres zonas del municipio, zona alta, zona media y zona baja; en la parte media se encuentran lomeríos hasta de un 30% y en la zona alta está integrada por serranía con pendientes mayores del 50%. Propiamente en el área de interés (figura 74) converge en una zona de lomerío de basalto y zona de sierra volcánica. La orografía existente en el Municipio se distribuye en base a diferentes zonas como se muestra en la tabla 12.

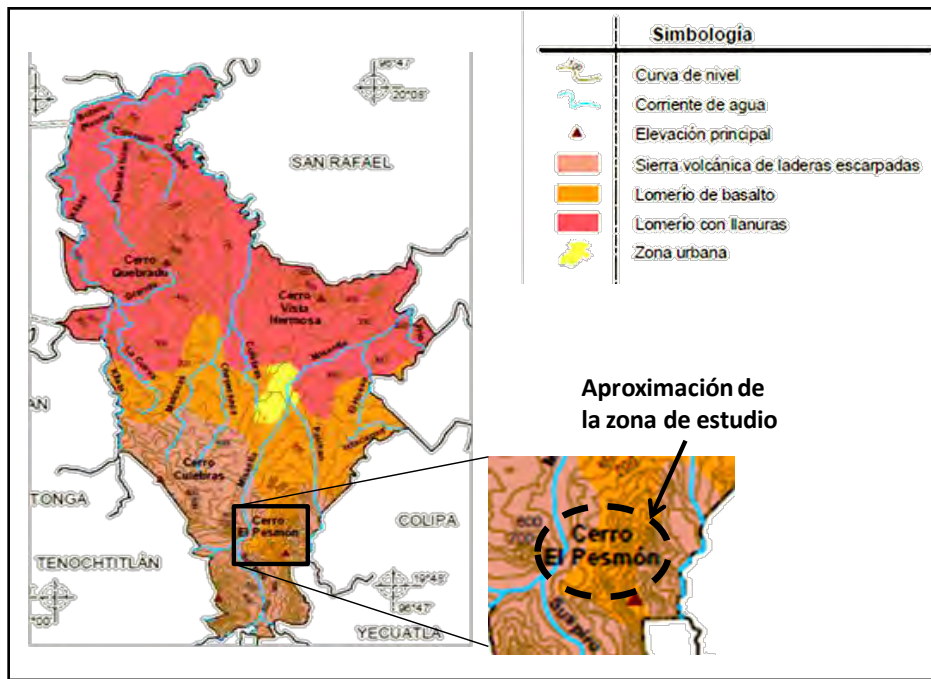


Figura 74. Carta de Relieve. Fuente INEGI 2013.

Tabla 12. Distribución de la orografía, Misantla, Veracruz.	
Zona	Descripción
Provincia	Llanura Costera del Golfo Norte (58%) y Eje Neovolcánico (42%).
Subprovincia	Llanuras y Lomeríos (58%) y Chiconquiaco (42%).
Sistema de topofomas	Lomerío con llanuras (57%), Lomerío de basalto (23%) y Sierra volcánica de laderas escarpadas (20%).

Clima

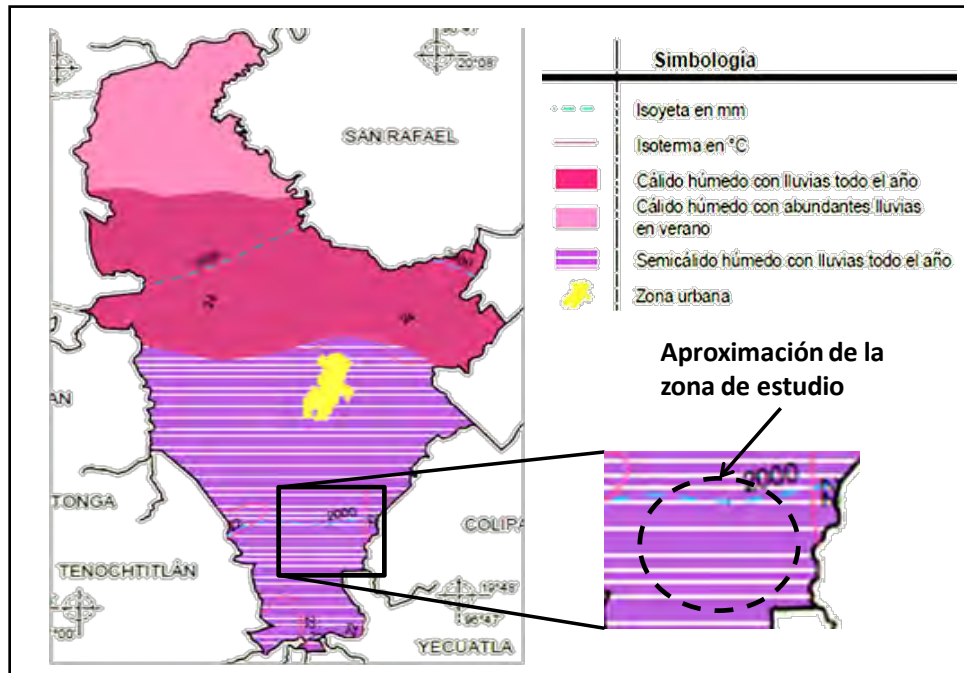


Figura 75. Carta de Climas, Precipitación Total Anual y Temperatura Media Anual. Fuente INEGI 2013.

Dada su composición orográfica, la temperatura del Municipio de Misantla varía de acuerdo a las diferencias de altitud, identificándose los siguientes climas: Semicálido húmedo con lluvias todo el año (45%), Cálido húmedo con lluvias todo el año (38%) y Cálido húmedo con abundantes lluvias en verano (17%). La temperatura varía en un rango de 20 - 26° C, teniendo una temperatura media anual oscilando entre los 22.7° C, con una humedad relativa de 35% a 40%. De acuerdo a la imagen de la figura 75, la zona de estudio del proyecto se encuentra en la porción del Municipio donde prevalece un clima Semicálido húmedo con lluvias todo el año. El rango de precipitación en el Municipio va de 1900 – 2100 mm, con una precipitación pluvial media anual de 2,036.4 mm., con lluvias todo el año.

Los meses más fríos son diciembre y enero, el calor más intenso se da de abril a agosto. Las heladas por lo general se registran ocasionalmente en los meses de diciembre. Los fenómenos meteorológicos especiales como ciclones, tormentas eléctricas y nortes, que regularmente ocasionan fuertes lluvias, se registran en los meses de septiembre y octubre.

Suelo

De acuerdo a la clasificación de la FAO-UNESCO, los tipos de suelo que se tienen en la región del Municipio son: Luvisol (69%), Vertisol (10%), Phaeozem (9%), Andosol (8%) y Fluvisol (3%). Siendo los suelos más dominantes el Luvisol y Vertisol. En base a la imagen de la figura 76, para el área de estudio se tiene una distribución edafológica en donde los suelos dominantes son el luvisol y vertisol.

Los suelos de tipo vertisol, son de característica arcillosa, presentan un drenaje y absorción lenta que produce encharcamientos en la temporada de lluvias. Durante la primavera y verano se agrietan y endurecen dificultando su manejo y labranza, sin embargo son muy fértiles y se obtienen buenos rendimientos para la agricultura.

Los suelos tipo luvisol poseen un alto contenido de materia orgánica, aportada por las selvas mediana y alta que les hace fértiles, se caracteriza también por la acumulación de depósitos de arcilla en el subsuelo, su permeabilidad da origen a abundantes manantiales de puras y cristalinas aguas que fluyen de las rocas formando arroyuelos por doquier.

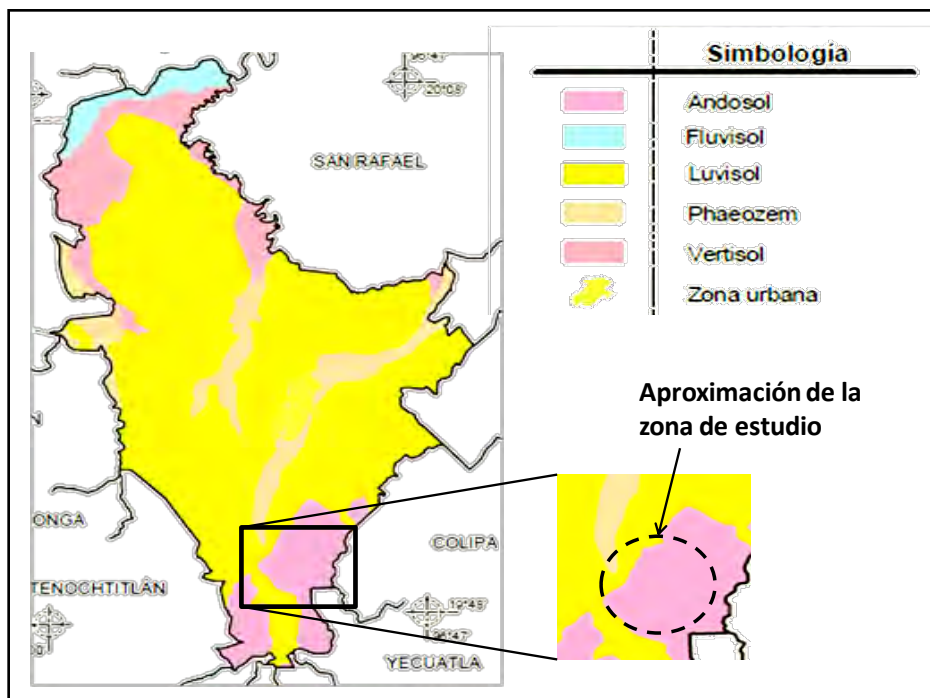


Figura 76. Carta de suelos dominantes. Fuente: INEGI 2013.

Uso de suelo y vegetación

El uso de suelo destinado a la actividad agrícola en el Municipio de Misantla, está en función de los tipos de suelos dominantes en la región, por ejemplo, para el tipo de suelo como el Vertisol se logra un buen rendimiento destinarlo a los cultivos de caña de azúcar y cítricos aunque también son favorables para el cultivo del maíz. En el suelo tipo Luvisol, se cultiva maíz y principalmente el café en poli cultivo con infinidad de árboles frutales y maderables. Particularmente para la zona de estudio (figura 77) predomina el uso de suelo agrícola y de bosque.

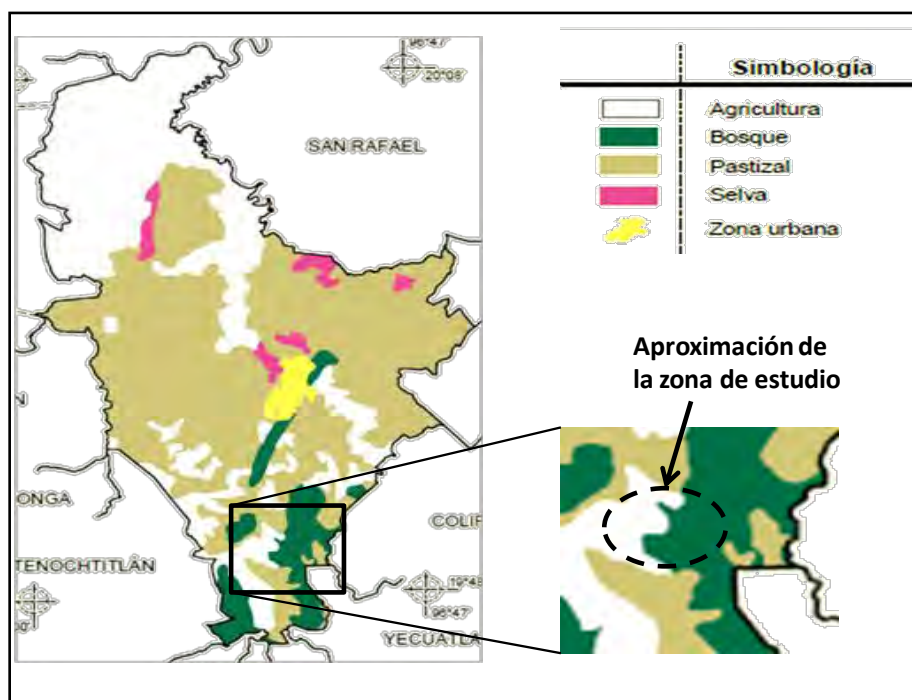


Figura 77. Carta de Uso del suelo y vegetación. Fuente: INEGI 2013.

La distribución que tiene el uso de suelo y vegetación en el Municipio es la siguiente:

- Uso de suelo: Zona urbana (1%), Agricultura (34%).
- Vegetación: Pastizal (56%), Bosque (7%), Selva (2%).

Ecosistemas

Los ecosistemas predominantes que coexisten en el Municipio son el de bosque mesófilo o bosque caducifolio que es una comunidad arbórea densa, desarrollada en sitios húmedos, con neblinas frecuentes, entre 800 - 2400 metros. Es el hábitat perfecto para el desarrollo de la flora exótica, y fauna diversas especies.

En la siguiente tabla se muestra una lista de especies de flora y fauna silvestre existente en el Municipio.

Tabla 13. Flora y fauna representativa.	
FLORA	
Árboles frutales	Guanábana, mango, anona, naranjo, limonero, mandarina, guayaba, zapotes aguacate, nanche, duraznero, matas de plátano. Los árboles frutales representativos son el cachichín, capulín de mayo, tepe tomate, poma rosa, escalán.
Maderas preciosas	Palo de rosadillo, el cedro rojo y la caoba; además abundan otras especies maderables como liquidámbar, encino.
Plantas medicinales	Albahaca, ruda, zauco, gordolobo, zábila, capulín agarroso, ajengibre, flor de piedra, nueve hojas.
Plantas florales y ornamentales	Azucena, gardenia, dalia, crisantemo, rosal, jazmín, camelias, nardos, flor de mayo, flor de cempaxúchitl, ave del paraíso, violeta, nochebuena, anturios, bugambilias, orquídeas.
FAUNA	
Mamíferos	Conejo, ardilla, mapache, tuza, tlacuache, coyote, armadillo, puma, gato montés, oso hormiguero, jabalí, tejón, zorro, comadreja, nutrias.
Reptiles	Coralillo, mazacuate, tortuga, galápago, culebra negra, de agua, falsa coralillo, lagartijas, tilcampos, iguana, cuija.
Aves	Primavera, cardenal, colibrí, zenzontle, calandria, tordo real, pericos, codorniz, pecho amarillo, ruiseñor, colibrí, lechuza, tecolote, aguililla, jilguero, pájaro carpintero, martín pescador, pato silvestre.
Peces y mariscos	Bobo, huevina, trucha, acamayas, camarones y zapateras.

3.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

A) OBJETIVO

Determinar la magnitud de la avenida máxima que pueda presentarse, con la cual se ha de establecer el criterio de diseño y dimensionamiento de la alcantarilla.

B) CARACTERÍSTICAS FISIográfICAS

Parteaguas

Para trazar el parteaguas que envuelve a la microcuenca del arroyo El Cachichín, y así empezar a evaluar las características geométricas y los parámetros fisiográficos de la microcuenca, se empleó la imagen digital de la carta topográfica E14B17 (figura 78) en formato .tif y el modelo digital de elevación (MDE) (figura79), ambos a escala 1:50,000 y editados por el INEGI. Dicha información digital se procesó mediante los programas de computo Global Mapper en su versión 11, AutoCAD versión 2012, CivilCAD 2012 y Google Earth.

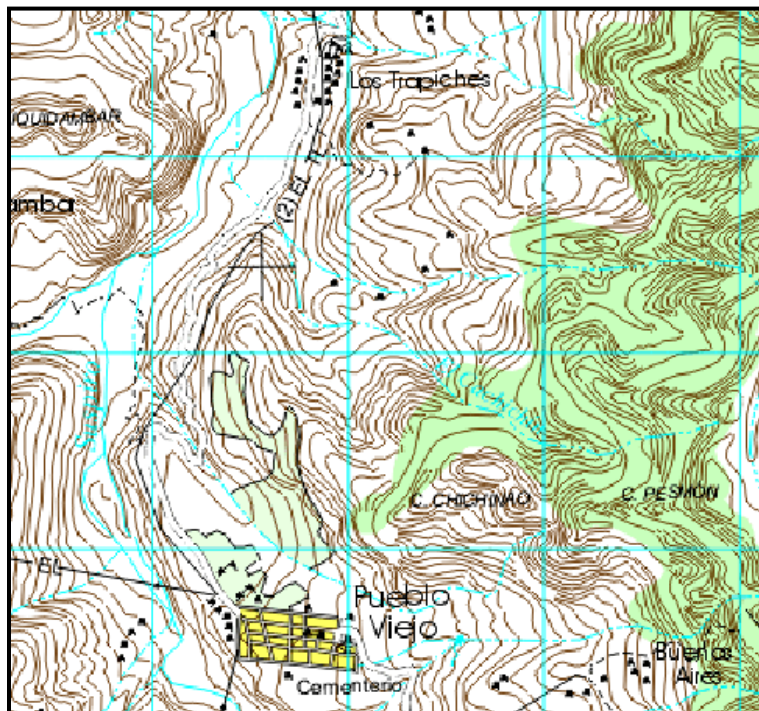


Figura 78. Imagen digital de la Carta topográfica E14B17, escala 1:50,000. Fuente INEGI 2013.

El parteaguas se trazó en base a la configuración topográfica de la zona siguiendo los puntos de mayor elevación, y quedando delimitado respecto al eje del camino con la intención de captar posibles escurrimientos de las zonas adyacentes hacia la alcantarilla (figura 80).

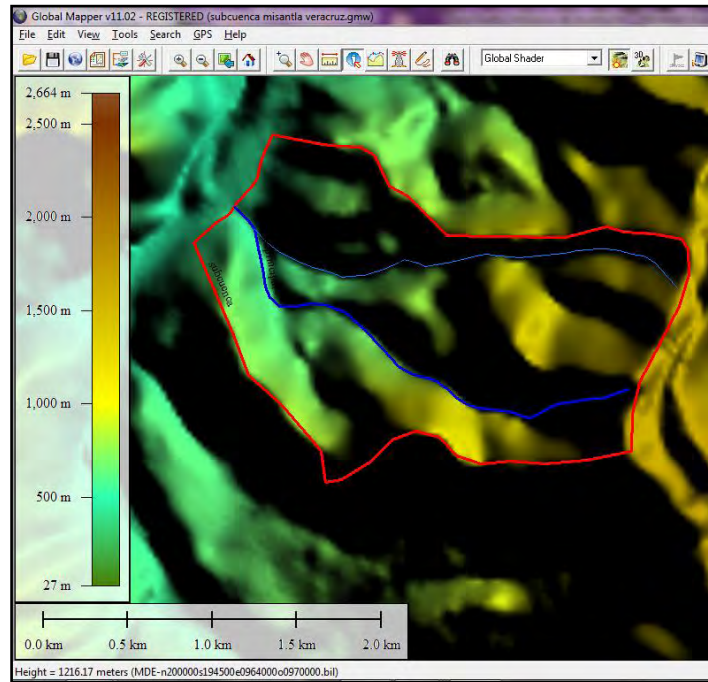


Figura 79. Modelo digital de elevación, correspondiente a la zona de estudio, escala 1:50,000. Fuente: INEGI 2013.

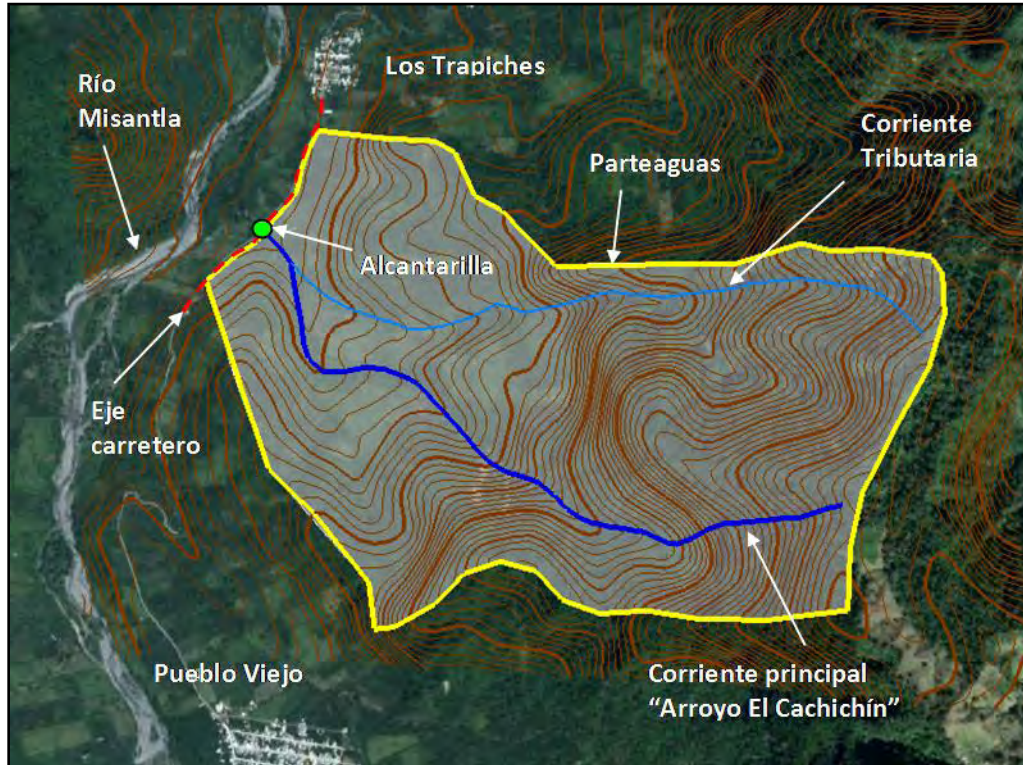


Figura 80. Delimitación de la microcuenca del Arroyo El Cachichín.

Tipo de la microcuenca

La red de drenaje de la microcuenca del arroyo El Cachichín, forma parte de la red de corrientes tributarias al Río Misantla, por lo que de acuerdo a la imagen digital de la carta topográfica, se determinó que la microcuenca trazada corresponde a una de tipo *exorreica*, ya que la corriente principal (*arroyo El Cachichín*) desemboca en este caso hacia el cauce del Río Misantla, tal como se puede ver en la imagen de la figura 70.

Área y Perímetro de la microcuenca

Tanto el valor del área y el perímetro de la microcuenca se obtuvieron simultáneamente a través de los programas AutoCAD y CivilCAD 2012, corroborando los siguientes resultados:

- ✓ Área: 3.72 Km².
- ✓ Perímetro 8.46 Km.

Tamaño de la microcuenca

Debido a que el área de la microcuenca es menor a 25 km², de acuerdo a la tabla 1 se considera que la microcuenca de estudio se clasifica como *muy pequeña*.

Pendiente de la microcuenca

Para este caso, la pendiente media de la microcuenca del arroyo El Cachichín, se obtuvo por medio del método de Horton, para aplicar este criterio se trazó una malla ortogonal sobre la microcuenca orientada aproximadamente en dirección de la corriente principal, generando 10 divisiones en el eje X, y 8 sobre el eje Y, creando así 80 cuadros de 300 metros por lado (figura 81).

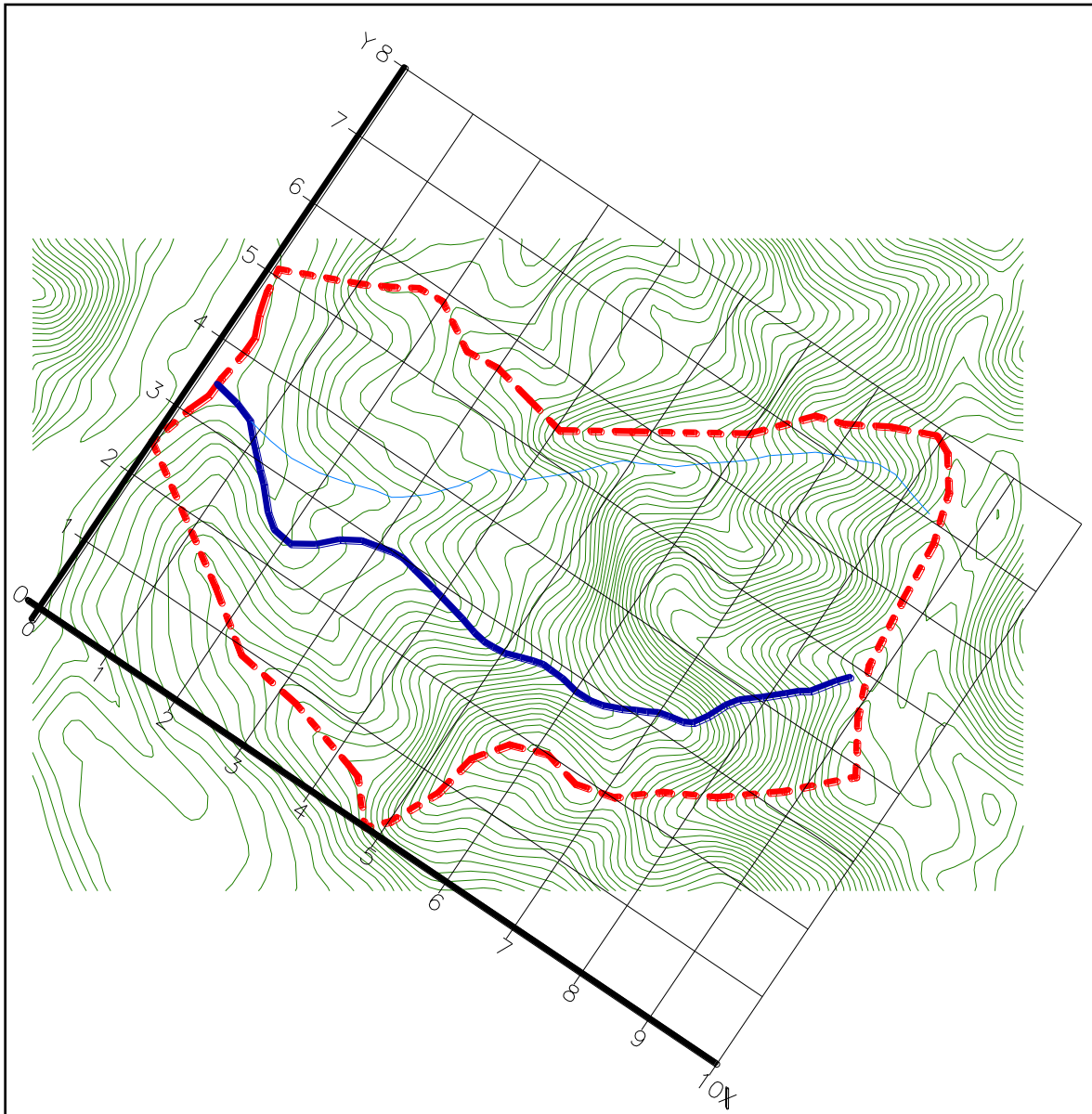


Figura 81. Malla generada para obtener la pendiente de la microcuenca.

Procediendo conforme indica el método, se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la siguiente tabla a continuación.

Tabla 14. Resultado del cálculo de las intersecciones y longitudes de la malla trazada.				
Número de línea de la malla	Intersecciones		Longitudes	
	Nx	Ny	Lx (Km)	Ly (Km)
0	0	0	0.0000	0.0000
1	18	14	0.9344	1.0958
2	33	16	1.9111	1.4134
3	45	17	2.5152	1.4295
4	54	24	2.7142	1.4417
5	59	27	2.6244	1.7345
6	30	40	1.1057	1.4080
7	17	45	0.6730	1.6391
8	0	35	0.0000	1.5780
9	0	5	0.0000	0.3749
10	0	0	0.0000	0.0000
Σ	256	223	12.4781	12.1150

Con los valores obtenidos en la tabla 14 y mediante las ecuación (5 y 6) respectivamente se obtuvieron las pendientes en cada dirección.

$$S_x = \frac{(256)(0.02)}{12.4781} = 0.4103$$

$$S_y = \frac{(223)(0.02)}{12.1150} = 0.3681$$

Finalmente aplicando la expresión (8) se obtuvo el valor de la pendiente media de la microcuencia.

$$S_c = \frac{0.41013 + 0.3681}{2} = 0.3892$$

Elevación media de la microcuenca

El valor de la elevación media representativa, se calculó empleando el método de las intersecciones (figura 82), la siguiente tabla muestra la elevación correspondiente a cada punto de intersección dentro de la microcuenca de estudio.

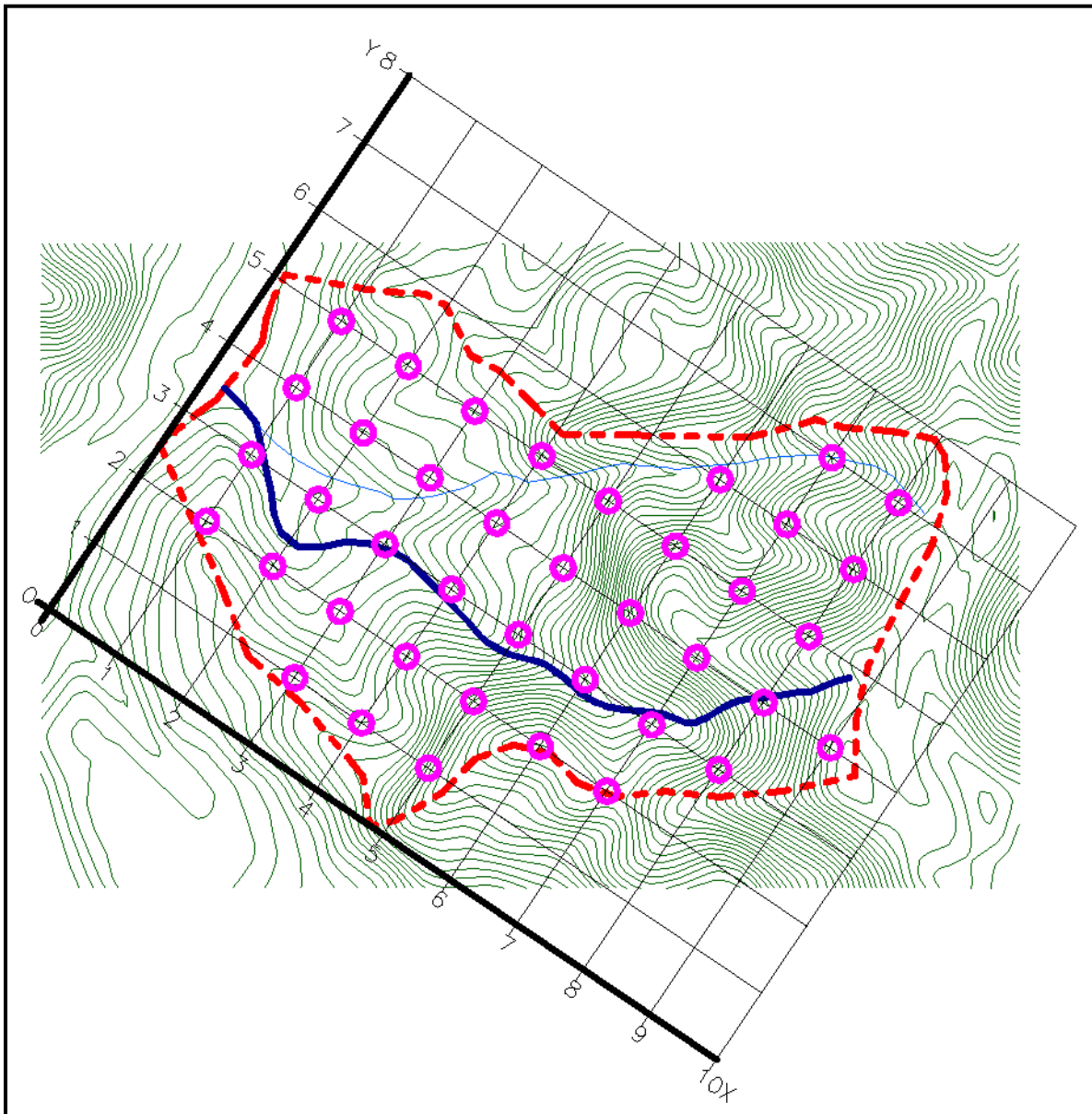


Figura 82. Elevaciones consideradas dentro de la microcuenca.

Tabla 15. Relación de elevaciones para cada intersección generada.							
Intersección	Coordendas		Elevación	Intersección	Coordendas		Elevación
	X	Y	Msnm		X	Y	Msnm
1	3	1	770	21	3	4	687
2	4	1	780	22	4	4	775
3	5	1	979	23	5	4	847
4	1	2	676	24	6	4	1188
5	2	2	642	25	7	4	1308
6	3	2	677	26	8	4	1330
7	4	2	798	27	9	4	1577
8	5	2	979	28	1	5	613
9	6	2	1161	29	2	5	702
10	7	2	1130	30	3	5	741
11	1	3	576	31	4	5	833
12	2	3	605	32	5	5	946
13	3	3	657	33	6	5	1189
14	4	3	711	34	7	5	1224
15	5	3	830	35	8	5	1475
16	6	3	979	36	6	6	1020
17	7	3	1039	37	7	6	1249
18	8	3	1241	38	8	6	1373
19	1	4	587	39	7	7	1221
20	2	4	678	40	8	7	1419

Por último con la expresión (9) se calculó el valor de la elevación media.

$$E_m = \frac{38212}{40} = 955.3 \text{ msnm}$$

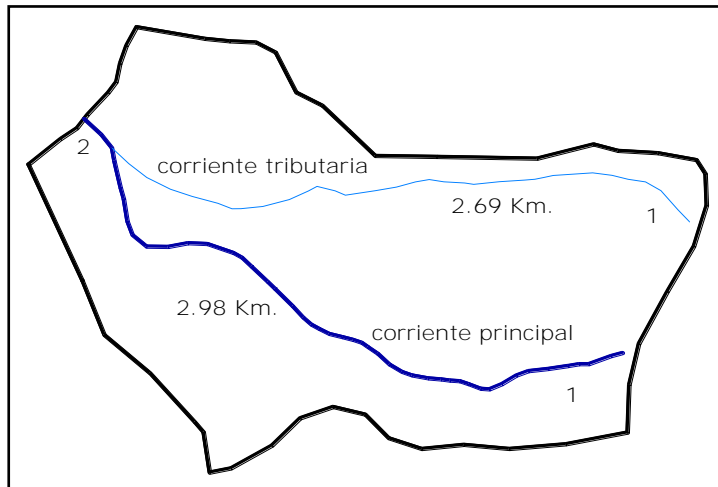
B.1 Forma de la microcuenca

Tabla 16. Parámetros de forma de la microcuenca.		
Parámetro	Característica	
Índice de forma (If)	0.42	< 0.7853
Relación de elongación (Re)	0.73	< 1 Alargada
Coefficiente de Compacidad (Cc)	1.24	> 1 Alargada
Relación de circularidad (Rc)	0.65	< 1 Alargada

Con base a los valores del área y perímetro de la microcuenca se calcularon conforme a las expresiones correspondientes las relaciones de forma que tiene la microcuenca, obteniendo los siguientes resultados, tabla 16.

B.2 Red de drenaje

Orden de corrientes



De acuerdo a la figura 83 se deduce que el orden de la corriente principal de la microcuenca de estudio es de orden 2.

Figura 83. Clasificación de la red de drenaje existente en la microcuenca.

Longitud de corrientes tributarias

El valor de la longitud de la corriente tributaria, se obtuvo a través de los programas AutoCAD 2012 y Global Mapper 11 infiriendo un valor coincidente de 2.69 Km.

Densidad de corriente

Tomando en cuenta la figura 83 se tiene una corriente de orden 2, dos corrientes de orden 1, y teniendo un área de la microcuenca de 3.72 km^2 , al aplicar la ecuación (10), la densidad de corriente resultó:

$$D_c = \frac{3}{3.72} = \mathbf{0.806}$$

Densidad de drenaje

En función a la ecuación (11) la densidad de drenaje resultó:

$$D_d = \frac{2.69}{3.72} = \mathbf{0.723}$$

Longitud de la corriente principal

En base a la carta topográfica se identificó que la longitud de la corriente principal, corresponde a partir del punto donde nace dicha corriente hasta el punto donde se localiza la alcantarilla (punto de aforo), para este caso, la longitud de la corriente principal es de **2.98 Km**, (figura 83).

Pendiente media de la corriente principal

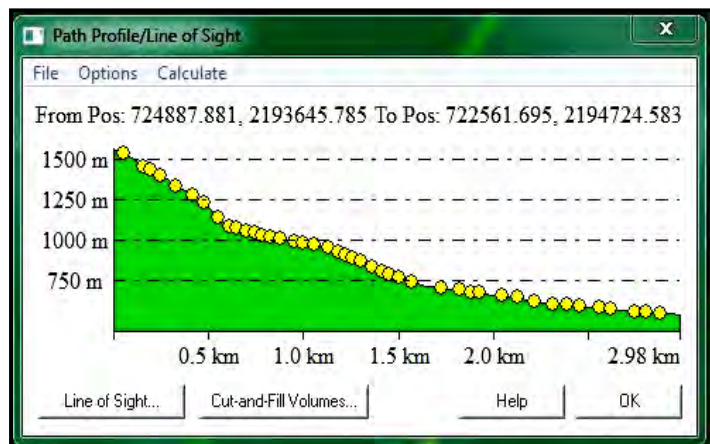


Figura 84. Perfil de la corriente principal.

La pendiente media de la corriente principal, se calculó empleando el método de Taylor-Schwarz, para ello, se creó un perfil de la corriente principal con ayuda del programa Global Mapper 11 (figura 84). Con la información generada se aplicó el método obteniendo los siguientes resultados (tabla 17).

Tabla 17. Cálculo de la pendiente media de la corriente principal.						
Tramo	Elevación (m)	Desnivel ΔH (m)	Longitud (m)	Pendiente S_i	$\sqrt{S_i}$	$\frac{l_i}{\sqrt{S_i}}$
1	1567.187	0	0	0	0	0
2	1535.786	31.4010	50.9440	0.6164	0.7851	64.8885
3	1458.216	77.5700	103.4100	0.7501	0.8661	119.3980
4	1433.679	24.5370	41.3290	0.5937	0.7705	53.6379
5	1400.988	32.6910	47.8620	0.6830	0.8265	57.9125
6	1334.699	66.2890	87.0190	0.7618	0.8728	99.7012
7	1282.351	52.3480	86.8790	0.6025	0.7762	111.9237
8	1230.202	52.1490	56.8541	0.9172	0.9577	59.3635
9	1137.638	92.5640	74.3240	1.2454	1.1160	66.5997
10	1085.995	51.6430	58.6030	0.8812	0.9387	62.4272
11	1068.858	17.1370	37.4280	0.4579	0.6767	55.3130
12	1053.796	15.0620	55.9450	0.2692	0.5189	107.8203
13	1041.394	12.4020	40.9950	0.3025	0.5500	74.5333

Tabla 17. Cálculo de la pendiente media de la corriente principal (continuación).

Tramo	Elevación (m)	Desnivel ΔH (m)	Longitud (m)	Pendiente S_i	$\sqrt{S_i}$	$\frac{l_i}{\sqrt{S_i}}$
14	1025.738	15.6560	42.5290	0.3681	0.6067	70.0951
15	1018.869	6.8690	38.4160	0.1788	0.4229	90.8493
16	1008.069	10.8000	55.7740	0.1936	0.4400	126.7465
17	987.266	20.8030	71.3510	0.2916	0.5400	132.1409
18	978.818	8.4480	47.3330	0.1785	0.4225	112.0390
19	969.608	9.2100	63.3220	0.1454	0.3814	166.0359
20	948.157	21.4510	71.1260	0.3016	0.5492	129.5146
21	926.367	21.7900	51.5770	0.4225	0.6500	79.3516
22	908.419	17.9480	33.8620	0.5300	0.7280	46.5116
23	888.741	19.6780	38.9210	0.5056	0.7110	54.7376
24	864.076	24.6650	47.7020	0.5171	0.7191	66.3383
25	828.731	35.3450	60.5800	0.5834	0.7638	79.3104
26	800.668	28.0630	47.8600	0.5864	0.7657	62.5017
27	783.107	17.5610	40.2330	0.4365	0.6607	60.8974
28	768.884	14.2230	47.3940	0.3001	0.5478	86.5146
29	736.691	32.1930	69.4380	0.4636	0.6809	101.9800
30	697.708	38.9830	154.1600	0.2529	0.5029	306.5631
31	685.905	11.8030	101.2500	0.1166	0.3414	296.5489
32	673.167	12.7380	58.1850	0.2189	0.4679	124.3558
33	668.022	5.1450	42.6330	0.1207	0.3474	122.7231
34	647.927	20.0950	119.8700	0.1676	0.4094	292.7668
35	638.415	9.5120	83.4050	0.1140	0.3377	246.9746
36	618.046	20.3690	87.6620	0.2324	0.4820	181.8579
37	599.831	18.2150	93.4330	0.1950	0.4415	211.6098
38	593.065	6.7660	81.1220	0.0834	0.2888	280.8937
39	583.837	9.2280	66.3430	0.1391	0.3730	177.8848
40	579.343	4.4940	104.8400	0.0429	0.2070	506.3770
41	572.122	7.2210	53.7450	0.1344	0.3665	146.6251
42	553.07	19.0520	125.5100	0.1518	0.3896	322.1419
43	545.35	7.7200	61.9350	0.1246	0.3531	175.4266
44	538.929	6.4210	77.4930	0.0829	0.2879	269.2107
45	531.726	7.2030	101.7600	0.0708	0.2661	382.4802
Σ		1035.461	2982.3561			6443.5233

Aplicando la ecuación (19), se obtiene: $S = \left[\frac{2982.3561}{6443.5233} \right]^2 = 0.2142$

C) COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C Y NÚMERO DE ESCURRIMIENTO η

Para obtener los valores de C y η , es necesario contar con las cartas de uso de suelo y vegetación correspondientes del lugar de estudio que proporciona el INEGI; sin embargo para este ejemplo de aplicación, debido a que no se contó con esas cartas, se recurrió a la aplicación geoespacial del INEGI denominado SIATL (Simulador de Flujos de Agua de Cuencas Hidrográficas) mediante la cual se obtuvo información de las características del uso de suelo y vegetación para nuestra zona de interés (figura 85). Es importante señalar al lector que se recomienda comparar la información obtenida a través de esta aplicación con la información de las cartas digitales que edita de manera especial el INEGI, y con la recabada de los estudios de campo.



Figura 85. Uso de suelo y vegetación correspondiente al lugar donde se localiza la microcuenca. Fuente: INEGI SIATL, enero de 2013.

Dado que en la zona de estudio existen diferentes usos y tipos de suelos, así como distintos tipos de cubierta vegetal, fue necesario determinar un coeficiente de escurrimiento C representativo para la microcuenca del arroyo El Cachichín, para ello, en base a la información del SIATL se consideró dividir la microcuenca en función de los usos de suelos observados dentro de la misma (figura 86).

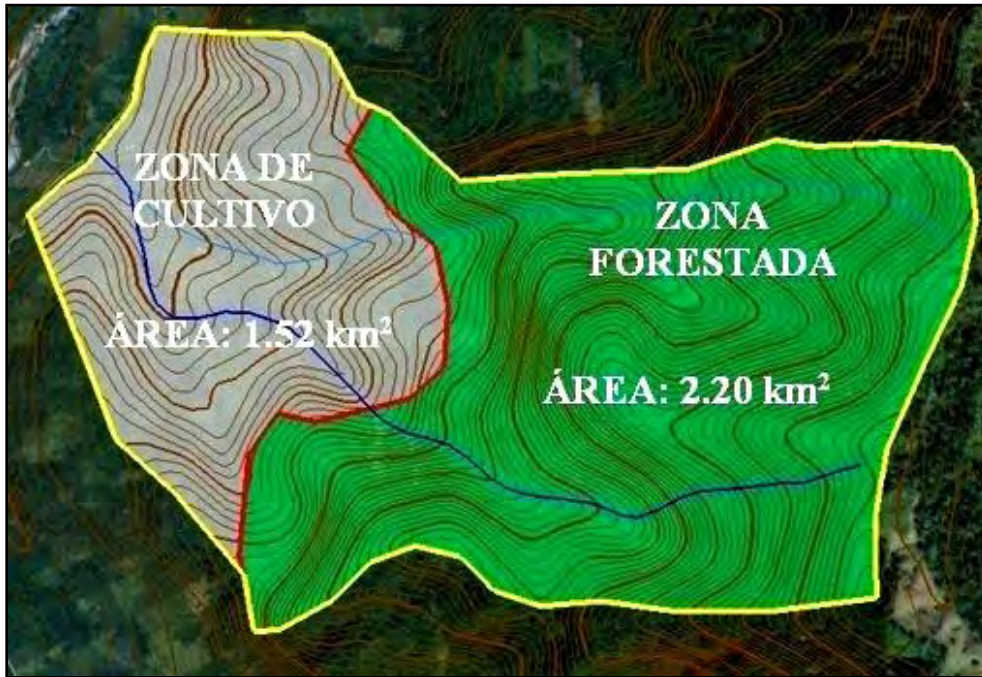


Figura 86. Imagen en la que se observa la distribución de los usos de suelo y vegetación existentes dentro de la microcuenca.

A partir de este criterio, y tomando valores medios del coeficiente de escurrimiento conforme en la tabla 4, el valor de dicho coeficiente se obtuvo por medio del siguiente análisis mostrado en la siguiente tabla.

Tabla 18. Cálculo del coeficiente de escurrimiento.				
Tipo de Superficie	Área Km ²	% del área total	Coeficiente	Coeficiente pesado
Forestada	2.20	0.59	0.2	0.12
Cultivo	1.52	0.41	0.3	0.12
	3.72	1.00		0.24

Análogamente, de acuerdo a la ecuación (44) se tiene:

$$C = \frac{(0.2 \times 2.20) + (0.3 \times 1.52)}{3.72} = \mathbf{0.24}$$

Por otro lado, el número de escurrimiento η que se consideró para la microcuenca, se basó siguiendo un análisis similar con el que se obtuvo el coeficiente de escurrimiento, es decir, en base a que en la microcuenca se tienen diversos tipos de suelo y la cobertura vegetal es variable, se optó por determinar el valor de η en función de las características de los dos tipos de suelos dominantes en la zona de interés (luvisol y vertisol), por lo que de acuerdo la tabla 5, se determinó clasificarlos en el grupo de suelo Tipo D, por ser el grupo que representa la condición más desfavorable.

Posteriormente utilizando la misma distribución del uso de suelo y vegetación presente en la microcuenca (figura 86), y conforme a la tabla 6, se seleccionaron los números de escurrimiento η correspondientes al tipo de cobertura existente, una vez con estos valores se determinó el promedio pesado de η , el procedimiento se muestra en la tabla 19 a continuación.

Tabla 19. Cálculo del número de escurrimiento.				
Tipo de Superficie	Área Km ²	% del área total	η	Coficiente pesado
Forestada	2.20	0.59	76	44.84
Cultivo	1.52	0.41	82	33.62
Σ	3.72	1.00		78.46

Por tanto el valor de η equivale a **78**

C) ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN

Para fines de este trabajo, y con el propósito de realizar el análisis de la precipitación para efectos del estudio hidrológico aquí mostrado, se hizo la suposición de los datos de precipitaciones máximas anuales² (tabla 20) registrados en la estación climatológica ubicada en el Municipio de Misantla Veracruz.

² Los datos de precipitaciones máximas anuales fueron tomados de la referencia bibliográfica No 15. Únicamente se cambio el año de registro.

Tabla 20. Registro histórico de las precipitaciones máximas anuales (mm).						
AÑO	DURACIÓN (minutos)					
	5	10	20	30	60	120
1985	4.5	7.2	12.1	14.5	19.1	26.7
1986	4	7	12	16.5	27.6	31.5
1987	10	20	30.5	33	36	38.9
1988	14	21	27	32	35.3	40.4
1991	3.5	6	9.9	13.7	23.1	24
1992	5	7	8	9	12	15
1993	7	11.5	20	22.8	30.5	32.7
1994	15	24	33	40	43.2	45.7
1995	5.5	10	17	21.5	32.5	35.1
1996	5.5	10.5	20	24.5	27	29.5
1997	10	14	21	23.3	29	33.4
1998	5.5	7.5	11.1	14.7	21.5	27.6
2001	15	22.3	31.8	37.1	37.7	38.9
2002	10	18	30	32	35	38.6
2003	10	20	21	22	23.5	25
2004	10	17	27	28.5	33	37.2
2005	10	20	24	27	31.5	35.6
2006	5.5	11	21	25	32.2	34.1
2007	10	17	19	20.3	24	31.5

Con base a los datos anteriores, para realizar el análisis de precipitación en la microcuenca del arroyo El Cachichín, se procedió a elaborar las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr) mediante el método de regresión lineal múltiple.

De acuerdo al método, se transformaron las alturas de precipitación en intensidades máximas, dividiendo los valores de la precipitación entre su duración correspondiente, y se ordenaron decrecientemente como se observa en la tabla 21.

Seguidamente se calcularon los parámetros y, x_1, x_2 , así como sus productos, cuadrados y sumas indicados en el sistema de ecuaciones (25), obteniéndose los resultados mostrados en la tabla 22.

Tabla 21. Intensidades máximas anuales i , (mm/hr).

# de Orden	Tr (Años)	Duración (min)					
		5	10	20	30	60	120
1	20.00	180	144	99	80	43.2	22.85
2	10.00	180	133.8	95.4	74.2	37.7	20.2
3	6.67	168	126	91.5	66	36	19.45
4	5.00	120	120	90	64	35.3	19.45
5	4.00	120	120	81	64	35	19.3
6	3.33	120	120	81	57	33	18.6
7	2.86	120	108	72	54	32.5	17.8
8	2.50	120	102	63	50	32.2	17.55
9	2.22	120	102	63	49	31.5	17.05
10	2.00	120	84	63	46.6	30.5	16.7
11	1.82	84	69	60	45.6	29	16.35
12	1.67	66	66	60	44	27.6	15.75
13	1.54	66	63	57	43	27	15.75
14	1.43	66	60	51	40.6	24	14.75
15	1.33	66	45	36.3	33	23.5	13.8
16	1.25	60	43.2	36	29.4	23.1	13.35
17	1.18	54	42	33.3	29	21.5	12.5
18	1.11	48	42	29.7	27.4	19.1	12
19	1.05	42	36	24	18	12	7.5

Tabla 22. Proceso de cálculo para obtener el valor de los parámetros y, x_1, x_2 .

x_2	x_1	y	$x_1 y$	$x_2 y$	x_1^2	x_2^2	$x_1 x_2$
0.6990	1.3010	2.2553	2.9342	1.5764	1.6927	0.4886	0.9094
0.6990	1.0000	2.2553	2.2553	1.5764	1.0000	0.4886	0.6990
0.6990	0.8239	2.2253	1.8335	1.5554	0.6788	0.4886	0.5759
0.6990	0.6990	2.0792	1.4533	1.4533	0.4886	0.4886	0.4886
0.6990	0.6021	2.0792	1.2518	1.4533	0.3625	0.4886	0.4208
0.6990	0.5229	2.0792	1.0872	1.4533	0.2734	0.4886	0.3655
0.6990	0.4559	2.0792	0.9480	1.4533	0.2079	0.4886	0.3187
0.6990	0.3979	2.0792	0.8274	1.4533	0.1584	0.4886	0.2781
0.6990	0.3468	2.0792	0.7210	1.4533	0.1203	0.4886	0.2424
0.6990	0.3010	2.0792	0.6259	1.4533	0.0906	0.4886	0.2104
0.6990	0.2596	1.9243	0.4996	1.3450	0.0674	0.4886	0.1815
0.6990	0.2218	1.8195	0.4037	1.2718	0.0492	0.4886	0.1551
0.6990	0.1871	1.8195	0.3404	1.2718	0.0350	0.4886	0.1308
0.6990	0.1549	1.8195	0.2819	1.2718	0.0240	0.4886	0.1083

Tabla 22. Proceso de cálculo para obtener el valor de los parámetros y, x_1, x_2 (continuación).

x_2	x_1	y	$x_1 y$	$x_2 y$	x_1^2	x_2^2	$x_1 x_2$
0.6990	0.1249	1.8195	0.2273	1.2718	0.0156	0.4886	0.0873
0.6990	0.0969	1.7782	0.1723	1.2429	0.0094	0.4886	0.0677
0.6990	0.0706	1.7324	0.1223	1.2109	0.0050	0.4886	0.0493
0.6990	0.0458	1.6812	0.0769	1.1751	0.0021	0.4886	0.0320
0.6990	0.0223	1.6232	0.0362	1.1346	0.0005	0.4886	0.0156
1.0000	1.3010	2.1584	2.8081	2.1584	1.6927	1.0000	1.3010
1.0000	1.0000	2.1265	2.1265	2.1265	1.0000	1.0000	1.0000
1.0000	0.8239	2.1004	1.7305	2.1004	0.6788	1.0000	0.8239
1.0000	0.6990	2.0792	1.4533	2.0792	0.4886	1.0000	0.6990
1.0000	0.6021	2.0792	1.2518	2.0792	0.3625	1.0000	0.6021
1.0000	0.5229	2.0792	1.0872	2.0792	0.2734	1.0000	0.5229
1.0000	0.4559	2.0334	0.9271	2.0334	0.2079	1.0000	0.4559
1.0000	0.3979	2.0086	0.7993	2.0086	0.1584	1.0000	0.3979
1.0000	0.3468	2.0086	0.6966	2.0086	0.1203	1.0000	0.3468
1.0000	0.3010	1.9243	0.5793	1.9243	0.0906	1.0000	0.3010
1.0000	0.2596	1.8388	0.4774	1.8388	0.0674	1.0000	0.2596
1.0000	0.2218	1.8195	0.4037	1.8195	0.0492	1.0000	0.2218
1.0000	0.1871	1.7993	0.3366	1.7993	0.0350	1.0000	0.1871
1.0000	0.1549	1.7782	0.2754	1.7782	0.0240	1.0000	0.1549
1.0000	0.1249	1.6532	0.2066	1.6532	0.0156	1.0000	0.1249
1.0000	0.0969	1.6355	0.1585	1.6355	0.0094	1.0000	0.0969
1.0000	0.0706	1.6232	0.1146	1.6232	0.0050	1.0000	0.0706
1.0000	0.0458	1.6232	0.0743	1.6232	0.0021	1.0000	0.0458
1.0000	0.0223	1.5563	0.0347	1.5563	0.0005	1.0000	0.0223
1.3010	1.3010	1.9956	2.5964	2.5964	1.6927	1.6927	1.6927
1.3010	1.0000	1.9795	1.9795	2.5755	1.0000	1.6927	1.3010
1.3010	0.8239	1.9614	1.6160	2.5519	0.6788	1.6927	1.0719
1.3010	0.6990	1.9542	1.3660	2.5425	0.4886	1.6927	0.9094
1.3010	0.6021	1.9085	1.1490	2.4830	0.3625	1.6927	0.7833
1.3010	0.5229	1.9085	0.9979	2.4830	0.2734	1.6927	0.6803
1.3010	0.4559	1.8573	0.8468	2.4164	0.2079	1.6927	0.5932
1.3010	0.3979	1.7993	0.7160	2.3410	0.1584	1.6927	0.5177
1.3010	0.3468	1.7993	0.6240	2.3410	0.1203	1.6927	0.4512
1.3010	0.3010	1.7993	0.5417	2.3410	0.0906	1.6927	0.3916
1.3010	0.2596	1.7782	0.4617	2.3134	0.0674	1.6927	0.3378
1.3010	0.2218	1.7782	0.3945	2.3134	0.0492	1.6927	0.2886
1.3010	0.1871	1.7559	0.3285	2.2844	0.0350	1.6927	0.2434
1.3010	0.1549	1.7076	0.2645	2.2216	0.0240	1.6927	0.2015

Tabla 22. Proceso de cálculo para obtener el valor de los parámetros y, x_1, x_2 (continuación).

x_2	x_1	y	$x_1 y$	$x_2 y$	x_1^2	x_2^2	$x_1 x_2$
1.3010	0.1249	1.5599	0.1949	2.0295	0.0156	1.6927	0.1625
1.3010	0.0969	1.5563	0.1508	2.0248	0.0094	1.6927	0.1261
1.3010	0.0706	1.5224	0.1075	1.9807	0.0050	1.6927	0.0918
1.3010	0.0458	1.4728	0.0674	1.9161	0.0021	1.6927	0.0595
1.3010	0.0223	1.3802	0.0307	1.7957	0.0005	1.6927	0.0290
1.4771	1.3010	1.9031	2.4760	2.8111	1.6927	2.1819	1.9218
1.4771	1.0000	1.8704	1.8704	2.7628	1.0000	2.1819	1.4771
1.4771	0.8239	1.8195	1.4991	2.6877	0.6788	2.1819	1.2170
1.4771	0.6990	1.8062	1.2625	2.6679	0.4886	2.1819	1.0325
1.4771	0.6021	1.8062	1.0874	2.6679	0.3625	2.1819	0.8893
1.4771	0.5229	1.7559	0.9181	2.5936	0.2734	2.1819	0.7724
1.4771	0.4559	1.7324	0.7899	2.5590	0.2079	2.1819	0.6735
1.4771	0.3979	1.6990	0.6761	2.5096	0.1584	2.1819	0.5878
1.4771	0.3468	1.6902	0.5861	2.4966	0.1203	2.1819	0.5122
1.4771	0.3010	1.6684	0.5022	2.4644	0.0906	2.1819	0.4447
1.4771	0.2596	1.6590	0.4307	2.4505	0.0674	2.1819	0.3835
1.4771	0.2218	1.6435	0.3646	2.4276	0.0492	2.1819	0.3277
1.4771	0.1871	1.6335	0.3056	2.4128	0.0350	2.1819	0.2763
1.4771	0.1549	1.6085	0.2492	2.3760	0.0240	2.1819	0.2288
1.4771	0.1249	1.5185	0.1897	2.2430	0.0156	2.1819	0.1845
1.4771	0.0969	1.4683	0.1423	2.1689	0.0094	2.1819	0.1431
1.4771	0.0706	1.4624	0.1032	2.1601	0.0050	2.1819	0.1043
1.4771	0.0458	1.4378	0.0658	2.1237	0.0021	2.1819	0.0676
1.4771	0.0223	1.2553	0.0280	1.8542	0.0005	2.1819	0.0329
1.7782	1.3010	1.6355	2.1278	2.9081	1.6927	3.1618	2.3134
1.7782	1.0000	1.5763	1.5763	2.8030	1.0000	3.1618	1.7782
1.7782	0.8239	1.5563	1.2823	2.7673	0.6788	3.1618	1.4650
1.7782	0.6990	1.5478	1.0818	2.7522	0.4886	3.1618	1.2429
1.7782	0.6021	1.5441	0.9296	2.7456	0.3625	3.1618	1.0706
1.7782	0.5229	1.5185	0.7940	2.7001	0.2734	3.1618	0.9298
1.7782	0.4559	1.5119	0.6893	2.6884	0.2079	3.1618	0.8107
1.7782	0.3979	1.5079	0.6000	2.6812	0.1584	3.1618	0.7076
1.7782	0.3468	1.4983	0.5196	2.6642	0.1203	3.1618	0.6166
1.7782	0.3010	1.4843	0.4468	2.6393	0.0906	3.1618	0.5353
1.7782	0.2596	1.4624	0.3797	2.6004	0.0674	3.1618	0.4617
1.7782	0.2218	1.4409	0.3197	2.5622	0.0492	3.1618	0.3945
1.7782	0.1871	1.4314	0.2678	2.5452	0.0350	3.1618	0.3327
1.7782	0.1549	1.3802	0.2138	2.4542	0.0240	3.1618	0.2754

Tabla 22. Proceso de cálculo para obtener el valor de los parámetros y, x_1, x_2 (continuación).

x_2	x_1	y	$x_1 y$	$x_2 y$	x_1^2	x_2^2	$x_1 x_2$
1.7782	0.1249	1.3711	0.1713	2.4380	0.0156	3.1618	0.2222
1.7782	0.0969	1.3636	0.1321	2.4247	0.0094	3.1618	0.1723
1.7782	0.0706	1.3324	0.0940	2.3693	0.0050	3.1618	0.1255
1.7782	0.0458	1.2810	0.0586	2.2779	0.0021	3.1618	0.0814
1.7782	0.0223	1.0792	0.0240	1.9189	0.0005	3.1618	0.0396
2.0792	1.3010	1.3589	1.7680	2.8254	1.6927	4.3230	2.7051
2.0792	1.0000	1.3054	1.3054	2.7141	1.0000	4.3230	2.0792
2.0792	0.8239	1.2889	1.0620	2.6799	0.6788	4.3230	1.7131
2.0792	0.6990	1.2889	0.9009	2.6799	0.4886	4.3230	1.4533
2.0792	0.6021	1.2856	0.7740	2.6729	0.3625	4.3230	1.2518
2.0792	0.5229	1.2695	0.6638	2.6395	0.2734	4.3230	1.0872
2.0792	0.4559	1.2504	0.5701	2.5998	0.2079	4.3230	0.9480
2.0792	0.3979	1.2443	0.4951	2.5871	0.1584	4.3230	0.8274
2.0792	0.3468	1.2317	0.4271	2.5610	0.1203	4.3230	0.7210
2.0792	0.3010	1.2227	0.3681	2.5422	0.0906	4.3230	0.6259
2.0792	0.2596	1.2135	0.3151	2.5231	0.0674	4.3230	0.5398
2.0792	0.2218	1.1973	0.2656	2.4894	0.0492	4.3230	0.4613
2.0792	0.1871	1.1973	0.2240	2.4894	0.0350	4.3230	0.3890
2.0792	0.1549	1.1688	0.1810	2.4301	0.0240	4.3230	0.3221
2.0792	0.1249	1.1399	0.1424	2.3700	0.0156	4.3230	0.2598
2.0792	0.0969	1.1255	0.1091	2.3401	0.0094	4.3230	0.2015
2.0792	0.0706	1.0969	0.0774	2.2807	0.0050	4.3230	0.1468
2.0792	0.0458	1.0792	0.0494	2.2438	0.0021	4.3230	0.0951
2.0792	0.0223	0.8751	0.0195	1.8194	0.0005	4.3230	0.0463
158.3546	45.8069	188.5078	81.0466	248.4189	31.6875	244.1109	63.6292
Σx_2	Σx_1	Σy	$\Sigma(x_1 y)$	$\Sigma(x_2 y)$	$\Sigma(x_1^2)$	$\Sigma(x_2^2)$	$\Sigma(x_1 x_2)$

Obtenidos los parámetros anteriores, se sustituyeron los resultados en el sistema de ecuaciones (25) quedando:

$$114 a_0 + 45.8069 a_1 + 158.3546 a_2 = 188.5078$$

$$45.8069 a_0 + 31.6875 a_1 + 63.6292 a_2 = 81.0466$$

$$158.3546 a_0 + 63.6292 a_1 + 244.1109 a_2 = 248.4189$$

De la solución del sistema de ecuaciones se tiene que:

$$\begin{aligned} a_0 &= 2.265 \\ a_1 &= 0.399 \\ a_2 &= -0.55 \end{aligned}$$

Por tanto los parámetros k, m y n valen:

$$\begin{aligned} k &= 184.50 \\ m &= 0.399 \\ n &= 0.55 \end{aligned}$$

Al sustituir el valor de los parámetros k, m y n en la ecuación (22) se obtiene:

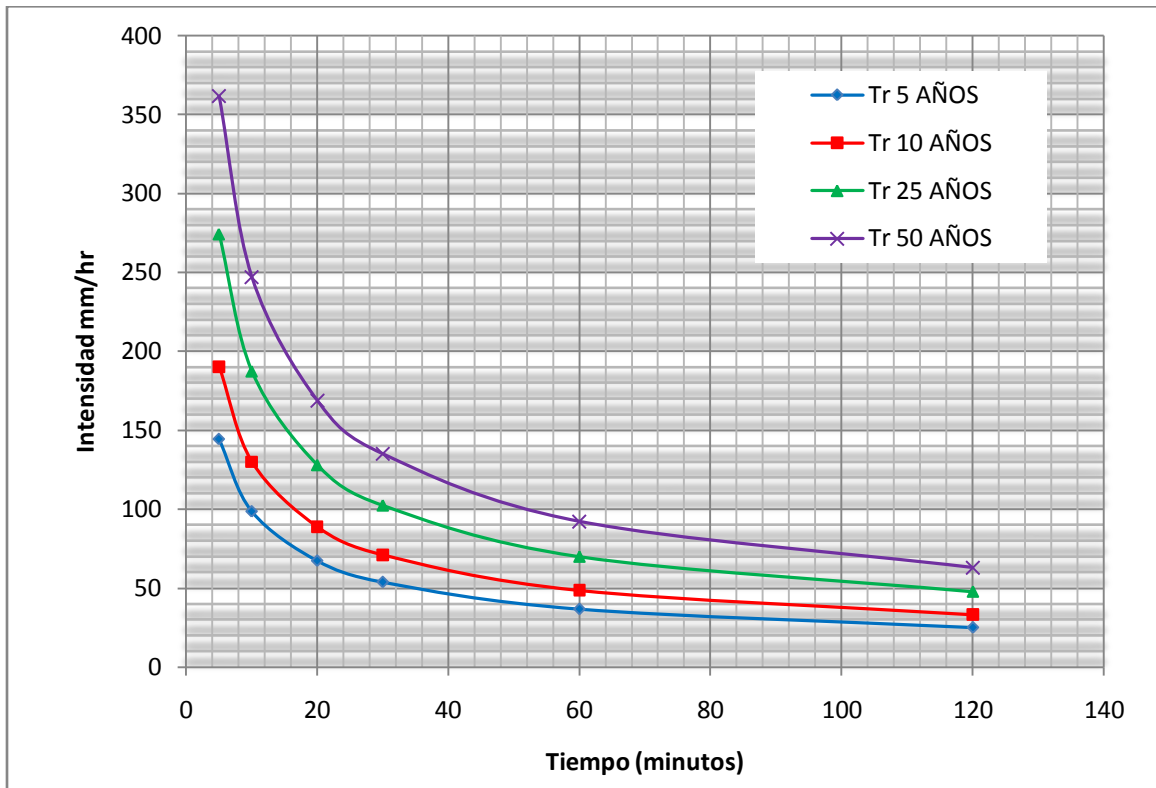
$$i = \frac{184.50 T_r^{0.399}}{d^{0.556}}$$

Que es la ecuación matemática que representa las curvas (i-d-Tr).

Finalmente se valuó la ecuación anterior para diferentes duraciones y periodos de retorno, obteniendo los siguientes resultados mostrados en la tabla a continuación.

Tabla 23. Resumen de las intensidades alcanzadas para diferentes duraciones y periodos de retorno.				
Tr (años)	5	10	25	50
d (minutos)	Intensidad (mm/hr)			
5	144.36	190.35	274.36	361.77
10	98.60	130.01	187.40	247.10
20	67.35	88.80	128.00	168.77
30	53.88	71.05	102.41	135.04
60	36.80	48.53	69.95	92.23
120	25.14	33.15	47.78	63.00

Graficando los resultados de la tabla 23 se obtuvieron las curvas i-d-Tr para los datos de la estación Climatológica del Municipio de Misantla Veracruz (gráfica 1).



Gráfica 1. Curvas (i-d-Tr) para la estación climatológica de Misantla, Veracruz.

D) CÁLCULO DE LA AVENIDA MÁXIMA

A partir de los resultados inferidos del análisis de precipitación, se procedió a calcular la magnitud de la avenida máxima que pudiera presentarse en la microcuenca, estableciendo previamente un periodo de retorno de 25 años, el cual es un valor común para alcantarillas en vías terrestres.

Para determinar el valor de la avenida máxima, se decidió emplear el Método racional, el Método de Chow y el Método del Hidrograma Unitario Triangular, considerando que de acuerdo a sus características y aplicabilidad de cada uno, se adaptan adecuadamente a los datos e información generados para este análisis hidrológico.

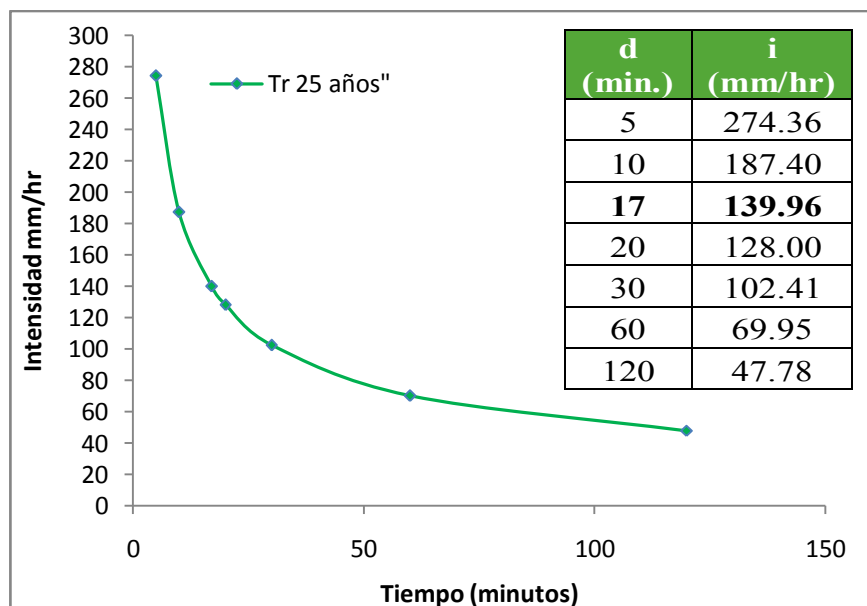
Método racional

- A = 3.72 Área de la microcuenca, Km²
- L = 2.98 Longitud del cauce principal, Km.
- S = 0.2142 Pendiente media del cauce principal.
- C = 0.24 Coeficiente de escurrimiento.
- Tr = 25 Periodo de retorno, Años.

En base a los datos anteriores, y por medio de la ecuación (45) se obtuvo un tiempo de concentración de:

$$T_c = 0.0662 \frac{(2.98)^{0.77}}{(0.2142)^{0.385}} = 0.28 \text{ hr} , \text{ equivalente a 17 minutos.}$$

En función de la ecuación que representa las curvas (i-d-tr) se calculó la intensidad de precipitación para un tiempo de concentración de 17 minutos y un Tr de 25 años y se obtuvo una intensidad de **139.96 mm/hr**, tal como se muestra en la siguiente gráfica a continuación.



Gráfica 2. Curva intensidad duración correspondiente a un Tr de 25 años.

Finalmente aplicando la ecuación (43) se obtuvo un gasto de:

$$Q_p = (0.278)(0.24)(139.96)(3.72) = \mathbf{34.74m^3/s}$$

Método de Chow

- $A = 3.72$ Área de la microcuenca, Km².
- $L = 2982.35$ Longitud del cauce, m.
- $S = 21.42$ Pendiente del cauce, (%).
- $CN = 78$ Número de escurrimiento.
- $Tr = 25$ Años.
- Suelo = Tipo D.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos obtenidos tras aplicar el método de Chow.

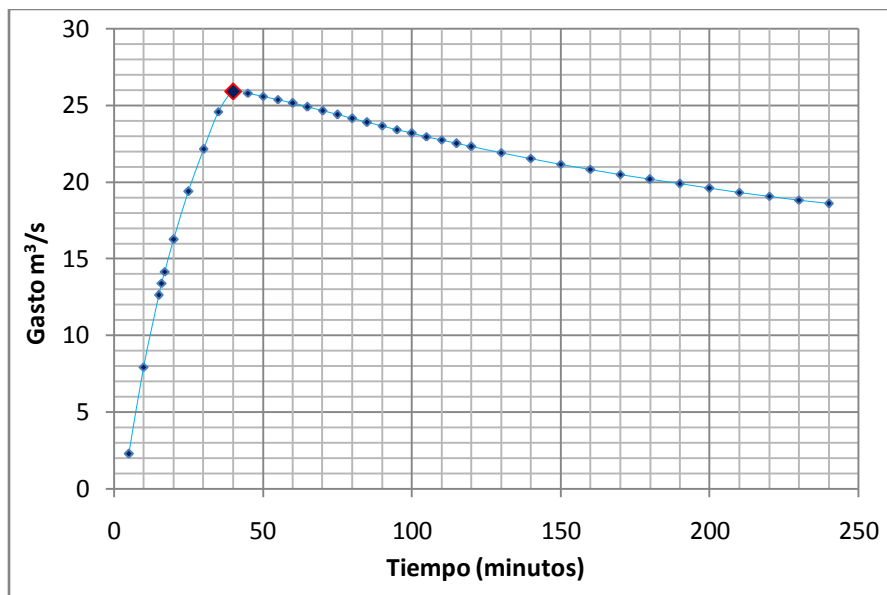
Tabla 24. Cálculo de los gastos de pico.										
t (min)	i (mm/hr)	t (hr)	i (cm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	X	tr	t/tr	Z	Q (m ³ /s)
5	274.36	0.083	27.44	2.29	0.0909	1.0903	0.32	0.26	0.2014	2.27
10	187.40	0.167	18.74	3.12	0.3227	1.9364	0.32	0.53	0.3956	7.92
15	149.94	0.250	14.99	3.75	0.5656	2.2626	0.32	0.79	0.5394	12.62
16	144.71	0.267	14.47	3.86	0.6137	2.3015	0.32	0.84	0.5630	13.40
17	139.96	0.283	14.00	3.97	0.6616	2.3349	0.32	0.89	0.5861	14.15
20	128.00	0.333	12.80	4.27	0.8032	2.4095	0.32	1.05	0.6528	16.27
25	113.21	0.417	11.32	4.72	1.0324	2.4778	0.32	1.31	0.7569	19.40
30	102.41	0.500	10.24	5.12	1.2532	2.5063	0.32	1.58	0.8542	22.14
35	94.09	0.583	9.41	5.49	1.4659	2.5130	0.32	1.84	0.9462	24.59
40	87.42	0.667	8.74	5.83	1.6713	2.5070	0.32	2.10	1	25.93
45	81.94	0.750	8.19	6.15	1.8700	2.4933	0.32	2.37	1	25.78
50	77.33	0.833	7.73	6.44	2.0624	2.4749	0.32	2.63	1	25.59
55	73.38	0.917	7.34	6.73	2.2493	2.4538	0.32	2.89	1	25.38
60	69.95	1.000	6.99	6.99	2.4309	2.4309	0.32	3.15	1	25.14
65	66.94	1.083	6.69	7.25	2.6078	2.4072	0.32	3.42	1	24.89
70	64.26	1.167	6.43	7.50	2.7802	2.3830	0.32	3.68	1	24.64
75	61.87	1.250	6.19	7.73	2.9485	2.3588	0.32	3.94	1	24.39
80	59.71	1.333	5.97	7.96	3.1129	2.3347	0.32	4.21	1	24.14
85	57.75	1.417	5.78	8.18	3.2738	2.3109	0.32	4.47	1	23.90
90	55.97	1.500	5.60	8.39	3.4313	2.2875	0.32	4.73	1	23.66
95	54.33	1.583	5.43	8.60	3.5857	2.2646	0.32	4.99	1	23.42
100	52.82	1.667	5.28	8.80	3.7370	2.2422	0.32	5.26	1	23.19
105	51.42	1.750	5.14	9.00	3.8856	2.2203	0.32	5.52	1	22.96
110	50.12	1.833	5.01	9.19	4.0315	2.1990	0.32	5.78	1	22.74
115	48.91	1.917	4.89	9.37	4.1748	2.1782	0.32	6.05	1	22.53
120	47.78	2.000	4.78	9.56	4.3158	2.1579	0.32	6.31	1	22.32
130	45.72	2.167	4.57	9.91	4.5910	2.1189	0.32	6.83	1	21.91

Tabla 24. Cálculo de los gastos de pico. (continuación)										
t (min)	i (mm/hr)	t (hr)	i (cm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	X	tr	t/tr	Z	Q (m ³ /s)
140	43.89	2.333	4.39	10.24	4.8579	2.0820	0.32	7.36	1	21.53
150	42.26	2.500	4.23	10.56	5.1172	2.0469	0.32	7.88	1	21.17
160	40.78	2.667	4.08	10.88	5.3694	2.0135	0.32	8.41	1	20.82
170	39.45	2.833	3.94	11.18	5.6153	1.9819	0.32	8.94	1	20.50
180	38.23	3.000	3.82	11.47	5.8551	1.9517	0.32	9.46	1	20.18
190	37.11	3.167	3.71	11.75	6.0893	1.9229	0.32	9.99	1	19.89
200	36.07	3.333	3.61	12.02	6.3183	1.8955	0.32	10.51	1	19.60
210	35.12	3.500	3.51	12.29	6.5424	1.8693	0.32	11.04	1	19.33
220	34.23	3.667	3.42	12.55	6.7619	1.8442	0.32	11.56	1	19.07
230	33.40	3.833	3.34	12.81	6.9771	1.8201	0.32	12.09	1	18.82
240	32.63	4.000	3.26	13.05	7.1882	1.7971	0.32	12.62	1	18.58

En base a los resultados, se concluye que el gasto máximo obtenido con este método para un Tr de 25 años, ocurre para una duración de tormenta de 40 min., aplicando la ec. (51) se tiene:

$$Q_p = (2.78)(3.72)(2.5070)(1) = 25.93 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tras graficar los gastos de pico contra sus respectivas duraciones se corrobora que el gasto máximo es de **25.93 m³/s**.



Gráfica 3. Gastos de pico.

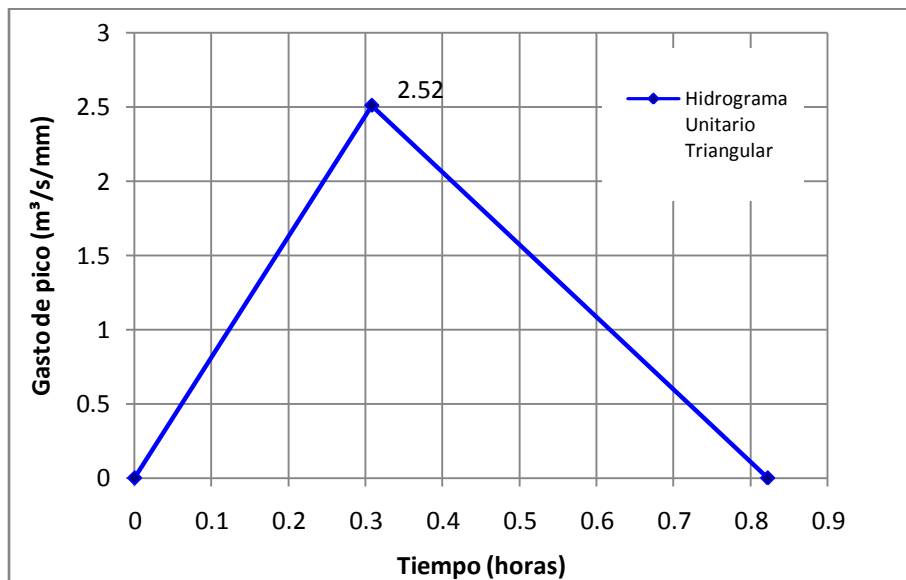
Método del Hidrograma Unitario Triangular

- $A = 3.72$ Área de la microcuenca, Km^2 .
- $L = 2.98$ Longitud del cauce principal, Km^2 .
- $S = 0.2142$ Pendiente media del cauce principal.
- $CN = 78$. Número de escurrimiento.

Para este método, se consideró que la duración en exceso de la tormenta es igual al tiempo de concentración $d_e = t_c$. De acuerdo a la ecuación (45), se obtuvo un $t_c = 0.28 \text{ hr}$, y conforme a la curva i-d-Tr (gráfica 2) la intensidad de lluvia correspondió a un valor de 139.96 mm/hr , por tanto, la altura de precipitación P fue del orden de 3.92 cm , y la precipitación efectiva P_e resultó igual a 0.66 cm .

Posteriormente realizando los cálculos correspondientes se obtuvieron los siguientes resultados y se graficó el hidrograma unitario triangular:

- $t_r = 0.168$ Tiempo de retraso, hr.
- $t_p = 0.308$ Tiempo de pico, hr.
- $t_b = 0.82$ Tiempo base, hr.
- $q_p = 2.52$ Gasto de pico, $m^3/s/mm$.
- $Q = 16.62$ Gasto máximo, m^3/s .



Gráfica 4. Hidrograma Unitario Triangular.

E) CONCLUSIONES

En función de los criterios adoptados para efectos del análisis hidrológico realizado, y de acuerdo a los resultados obtenidos se concluye lo siguiente:

- 1) De los parámetros fisiográficos que caracterizan a la microcuenca del arroyo El Cachichín, se determinó que fue una microcuenca de tipo exorreica, de tamaño muy pequeño (3.72 Km^2) y de forma alargada, lo cual se puede apreciar mejor en su red de drenaje.
- 2) Las características de la red de drenaje existente en la microcuenca, están relacionadas a su configuración topográfica, del tipo de uso de suelo, y de la vegetación coexistente del lugar. En este aspecto, la red de drenaje en la microcuenca tuvo un grado de bifurcación de orden 2, en donde la corriente principal y su respectiva corriente tributaria son de tipo intermitente, caracterizándose por ser corrientes de gran longitud orientadas en sentido longitudinal de la microcuenca y presentar un grado de curvatura notable a lo largo de su trayectoria. Además, al obtenerse una pendiente media de la corriente principal del orden de 21.42% se espera que la velocidad del escurrimiento pueda ser alta, y la microcuenca se drene de forma rápida, por tanto se considera que la red de drenaje natural de la microcuenca responderá de manera aceptablemente rápida ante un escurrimiento generado por una tormenta.
- 3) El tiempo de concentración obtenido en la microcuenca está correlacionado conforme a las características fisiográficas de ésta, así como a las características de su sistema de drenaje, y dado que se obtuvo un tiempo de concentración de 0.28 hr., se asume que la microcuenca responde en un lapso de tiempo muy corto, lo que significaría que los escurrimientos transiten hacia la salida de forma rápida.
- 4) Del análisis de los datos de precipitación propuestos para éste análisis hidrológico, la tormenta de diseño en la microcuenca inferida para un Tr de 25 años y un tiempo de concentración de 0.28 hr., tuvo una intensidad de 139.96 mm/hr.
- 5) Los gastos de pico obtenidos resultaron relativamente altos en relación al tamaño de la microcuenca; sin embargo se aceptan éstos resultados, adoptando el valor más grande como la **avenida máxima de diseño ($34.74 \text{ m}^3/\text{s}$)**, tomando como antecedente de que la región es susceptible a tormentas ciclónicas con lo cual pudiera preverse que una tormenta de gran intensidad y con duraciones variables de cortas a prolongadas, provoque crecidas violentas y

repentinas , o bien supere el tiempo de concentración de la microcuenca lo cual hace que se pueda alcanzar o rebasar un gasto menor al contemplado como avenida máxima de diseño.

3.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

A) OBJETIVO

La finalidad del análisis hidráulico es determinar las elevaciones del tirante hidráulico aguas arriba y aguas abajo de la alcantarilla a partir de la avenida de diseño que transita por el cauce de estudio.

B) GEOMETRÍA DEL CAUCE DE ESTUDIO

Previo a realizar el análisis hidráulico en HEC-RAS, es necesario contar con un levantamiento topográfico del sitio para obtener el perfil y las secciones transversales del cauce tanto aguas arriba como aguas abajo en función de la localización de la estructura de drenaje y su cruce con el camino; sin embargo para este caso de estudio como no se contó con la topografía del lugar aquí planteado, y debido a que las secciones transversales obtenidas a partir del modelo digital de elevación empleado presentaron errores e incongruencias en el patrón de elevación, ocasionó que dichas secciones resultaran no aptas para su utilización.

Por tanto, y únicamente para efectos prácticos de este ejemplo de aplicación, se supondrá la siguiente información topográfica que se muestra en la figura 87.

A partir de dicha información, se ingresaron a HEC-RAS los datos necesarios para crear el modelo digital de la geometría del cauce (figura 88), en este caso, la longitud del tramo del cauce fue de 80.98 metros con una pendiente $S= 0.0366$, 10 secciones transversales y un coeficiente de rugosidad $n = 0.03$.

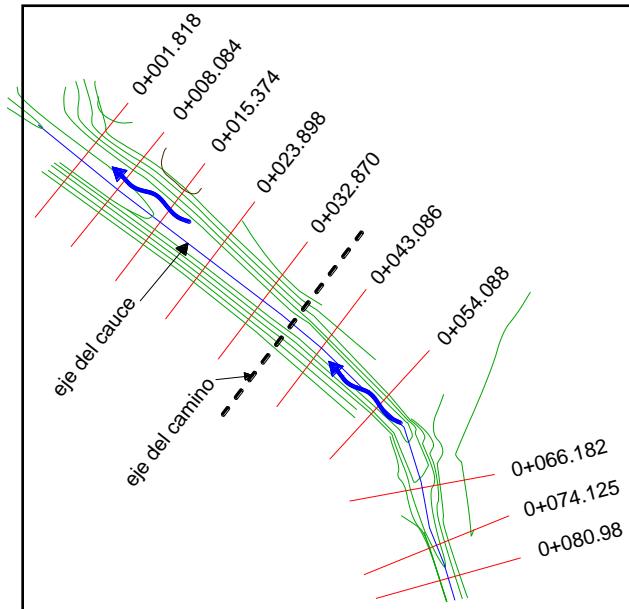


Figura 87. Levantamiento topográfico empleado para el análisis hidráulico.

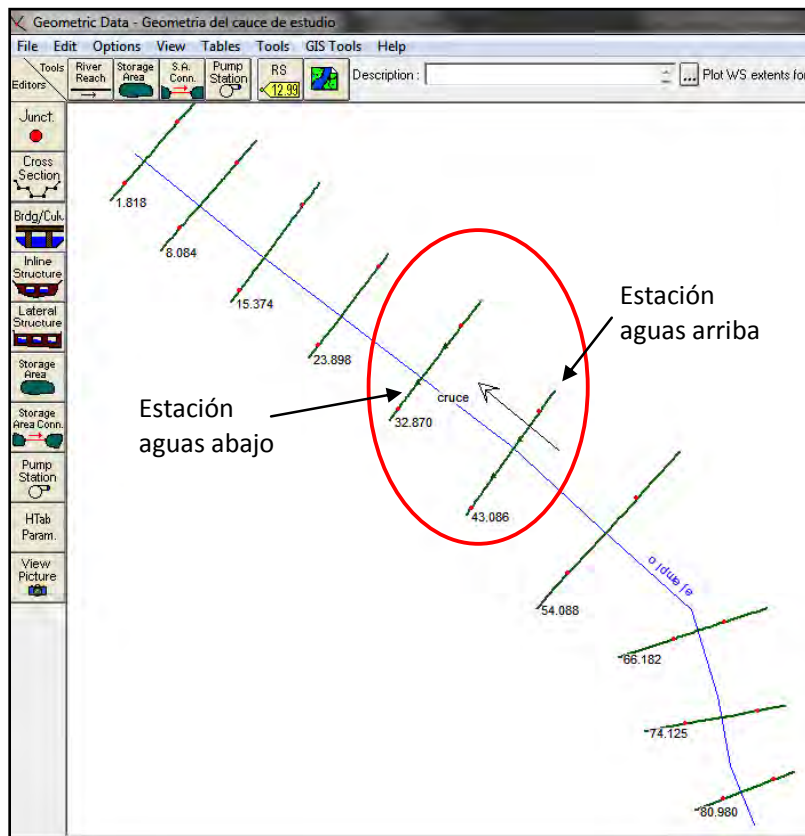


Figura 88. Modelo de la geometría del cauce de estudio donde se aprecian el eje de la corriente y las secciones transversales donde se localizará la alcantarilla.

C) MODELACIÓN DE ALCANTARILLAS EN HECRAS

Una vez generado el modelo de la geometría del cauce, es posible modelar la alcantarilla. De acuerdo a la figura 88, la alcantarilla estará localizada entre las secciones transversales marcadas con las estaciones 43.086 y 32.870. Para este caso se propondrán dos tipos de alcantarillas como alternativas de solución, de las cuales en base a los resultados obtenidos se elegirá la que ofrezca una mejor funcionalidad y desempeño hidraulico de acuerdo a las características del caso.

C.1 Alternativa 1 (Alcantarilla circular)


I. Datos generales


Tabla 25. Datos generales	
Alcantarilla	
Forma (Shape)	Circular
Material (Chart #)	Tubería de concreto
n de Manning	0.011 (Tabla10)
Diámetro (m)	3.50
Longitud (m)	10.20
Tipo de entrada (Scale #)	Con muros principales borde cuadrado
Coef. de entrada K_e	0.5 (Tabla 9)
Coef. de salida	1
Datos geométricos	
Estación de ubicación	43
Cota inferior del cauce aguas arriba (m)	34.50
Cota inferior del cauce aguas abajo (m)	34.48
Pendiente del cauce (mm/mm)	0.0366
Elevación de carretera (m)	39.70
Datos de diseño hidráulico	
Gasto de diseño (m^3/s)	34.74
Tr (años)	25
Criterio de solución	Máxima energía Highest U.S.EG

II. Introducción de los datos geométricos de la alcantarilla y las condiciones de flujo

1.- Se activa el botón **Brdg/Culv**  localizado en la barra izquierda de la ventana **Geometric data**.

2.- Una vez desplegada la ventana **Bridge Culvert Data**, en la pestaña **Options** se seleccionará **Add a Bridge and/or Culvert** y se establecerá la estación donde se localizará la alcantarilla, para este caso corresponderá a la **estación 43**, enseguida se visualizarán las secciones transversales aguas arriba y aguas abajo y la distancia que hay entre ellas (figura 89).

3.- En la ventana **Bridge Culvert Data**, se selecciona el botón **Deck/Roadway**  y se activará la ventana **Deck/Roadway Data Editor** en donde se introducirán los datos de las características del tablero de la carretera. En los 3 cuadros superiores se ingresa la distancia que guarda la carretera con respecto a la estación agua arriba (*Distance*), el ancho de la carretera (*Width*) y el coeficiente de vertido (*Weir Coef*) con el cual el programa calculará el perfil hidráulico en caso de que el nivel del agua supere el nivel de la carpeta de rodamiento y se establezca un funcionamiento de vertedor. Para establecer el bloqueo en los cuadros centrales correspondientes a la sección aguas arriba y aguas abajo se ingresan las estaciones y elevaciones superiores e inferiores que definen hasta donde se extiende el bloqueo del terraplén para ambas secciones transversales. Finalmente en los cuadros inferiores se ingresan las pendientes de los terraplenes hacia aguas arriba y aguas abajo (*US y DS Embankment SS*), el valor (*Max Submergence*) que corresponde al cociente entre la altura del agua y la altura de la línea de energía medida sobre la mínima elevación de vertedero, el valor (*Min Weir Flow Elevation*) corresponde a la elevación que determina cuando el flujo se comporta como un vertedero. En la figura 89 se muestra la ventana **Deck/Roadway Data Editor** con los datos introducidos para este ejemplo.

4.- Las características de la alcantarilla se definen desde la ventana **Bridge Culvert Data** con el botón **Culvert**  que activará la ventana **Culvert Data Editor**, en esta ventana se definen la forma, dimensiones, material, longitud, coeficientes de pérdida por entrada y de salida de la alcantarilla, coeficiente de Manning para la parte superior e inferior de la alcantarilla, elevación de la parte inferior de la alcantarilla tanto aguas arriba como aguas abajo, la estación central de la alcantarilla (eje), y el criterio de solución (*Highest U.S. EG, Inlet control, Outlet control*) a partir del cual el programa calculará el perfil del flujo hidráulico. En la figura 90 se muestran los datos de las características establecidas de la alcantarilla que se introdujeron para este caso.

5.- Se introdujeron las **áreas de flujo de inefectivas** desde la ventana **Cross Section Data**, para las secciones transversales marcadas con las estaciones 43.086 y 32.870 respectivamente (figura 91), pues son las estaciones que están localizadas inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de la alcantarilla, seleccionando la pestaña **Options / Ineffective Flow Areas**, aparecerá un cuadro en donde se ingresan las estaciones que definirán los límites de las áreas de flujo inefectivas

(éstas se ajustan próximas a la apertura de la alcantarilla) y su elevación que tendrán (este valor corresponde a la altura de la superficie de rodamiento). Se deben configurar de modo permanente de tal forma que su efecto no desaparezca en caso de vertido.

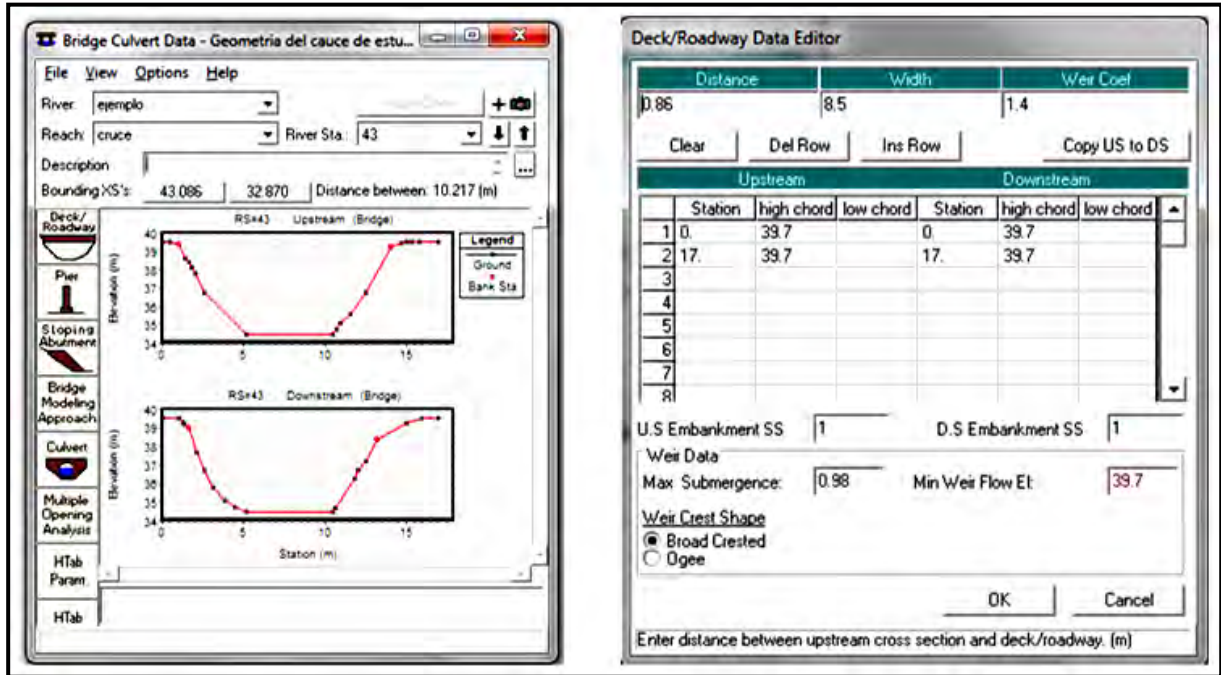


Figura 89. Izquierda, ventana para editar puentes y alcantarillas; derecha ventana del editor de datos de la vía.

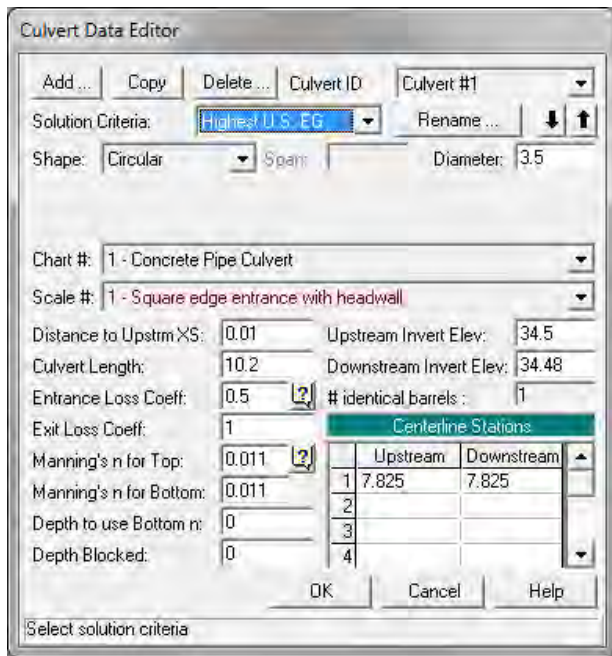


Figura 90. Ventana del editor de alcantarillas.

El criterio de solución adoptado, fue el criterio de decisión de máxima energía (Solution Criteria: Highest U.S. EG), ya que con éste HEC-RAS calcula automáticamente el perfil del flujo hidráulico para flujo con control de entrada y flujo con control de salida, eligiendo como solución válida aquella que ofrece el valor más alto Energía Específica a la entrada (E_e).

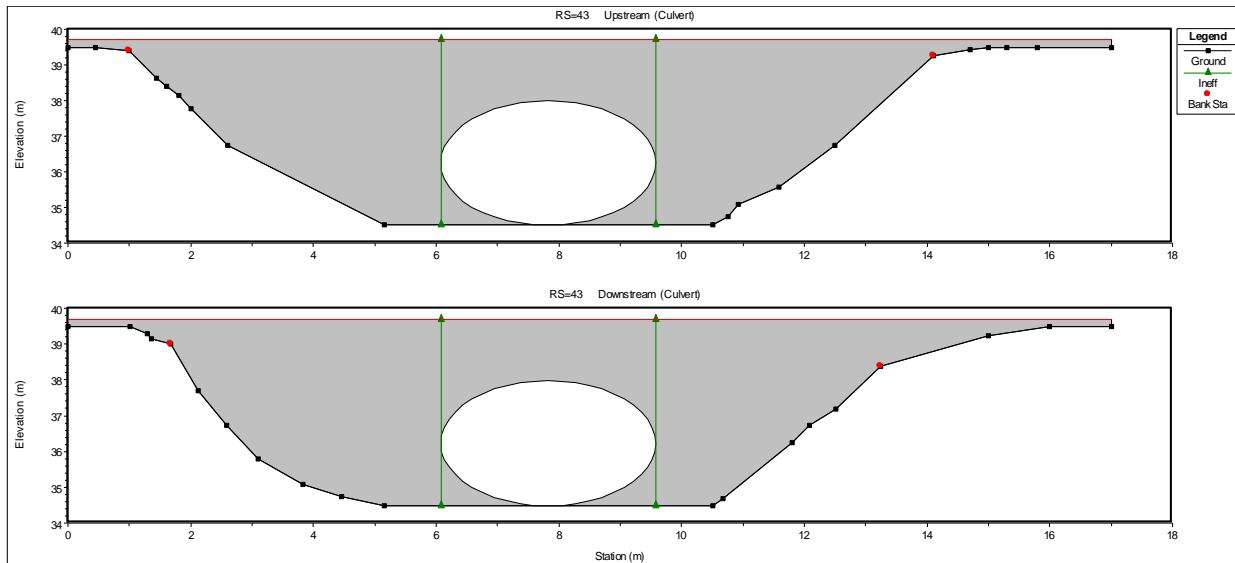


Figura 91. Secciones transversales con áreas de flujo inefectivas identificadas por las líneas verticales (la alcantarilla circular se muestra distorsionada debido a la escala de los ejes).

6.- Definidas las características de la alcantarilla, el siguiente paso es introducir la información correspondiente al flujo y sus condiciones de frontera. Estos datos se ingresan en la ventana **Steady Flow Data** (figura 92), aquí se especifica el número avenidas a transitar, para este caso es solo una y le corresponde un valor de $34.74 \text{ m}^3/\text{s}$. Seguidamente seleccionando el botón **Reach Boundary Conditions** (figura 93) se ingresan los datos de las condiciones de contorno como son niveles de agua, tirante normal, tirante crítico, etc. en esta ventana se ingreso el valor de la pendiente del cauce $S= 0.0366$ para un tirante normal.



Figura 92 Ventana de los datos de flujo

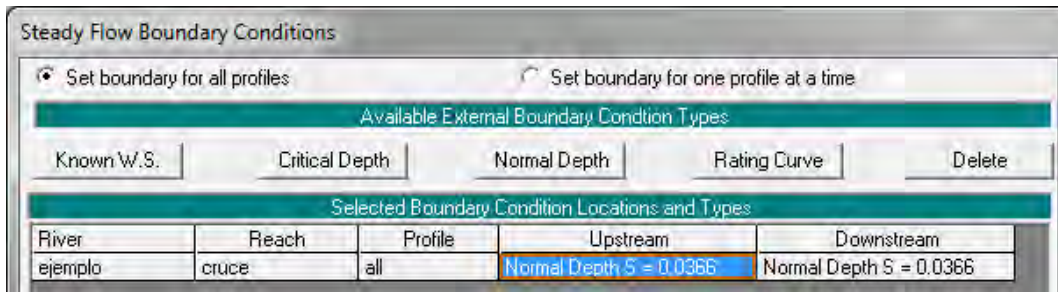


Figura 93. Ventana de ingreso de las condiciones contorno.

7.- Una vez que se ingresaron los datos geométricos y de flujo es posible ejecutar el modelo para un análisis de flujo permanente, para ello previamente se crea un **plan** el cual contendrá los datos de flujo y de la geometría. Para crear un nuevo **Plan** se sigue la rutina **Run / Steady Flow Analysis / File / New Plan**, se le asigna un nombre y se especifican los archivos de la geometría

y de flujo previamente elaborados, se elige el régimen de flujo (subcrítico, supercrítico, mixto) para el cual el programa ha de realizar los cálculos, (para este caso se eligió régimen subcrítico), finalmente configurado el plan, de la ventana **Steady Flow Analysis** (figura 94) se selecciona el botón **Compute** para que el programa realice la simulación hidráulica.

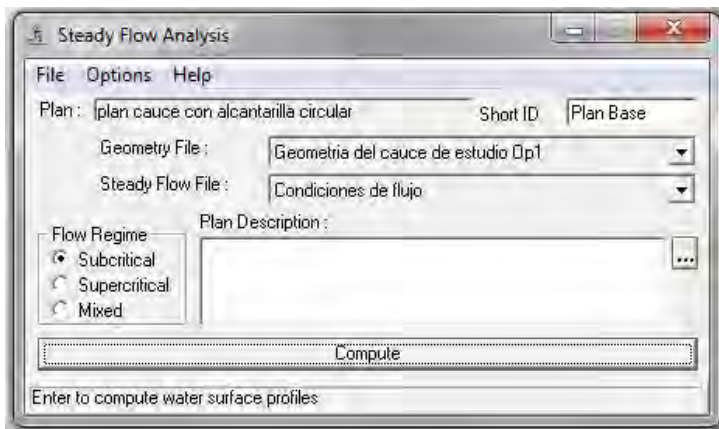


Figura 94. Ejecución del modelo para un análisis de flujo permanente

III. Visualización y análisis de resultados

Tras haber ejecutado el modelo, HEC-RAS permite la visualización de resultados en forma gráfica del comportamiento del flujo en diferentes perspectivas, así como de forma tabular.

Para la alcantarilla circular los resultados fueron los siguientes:

El perfil hidráulico del cauce de estudio obtenido de realizar la simulación para una avenida máxima con periodo de retorno de 25 años y una magnitud de 34.74 m³/s se muestra a continuación en la figura 95.

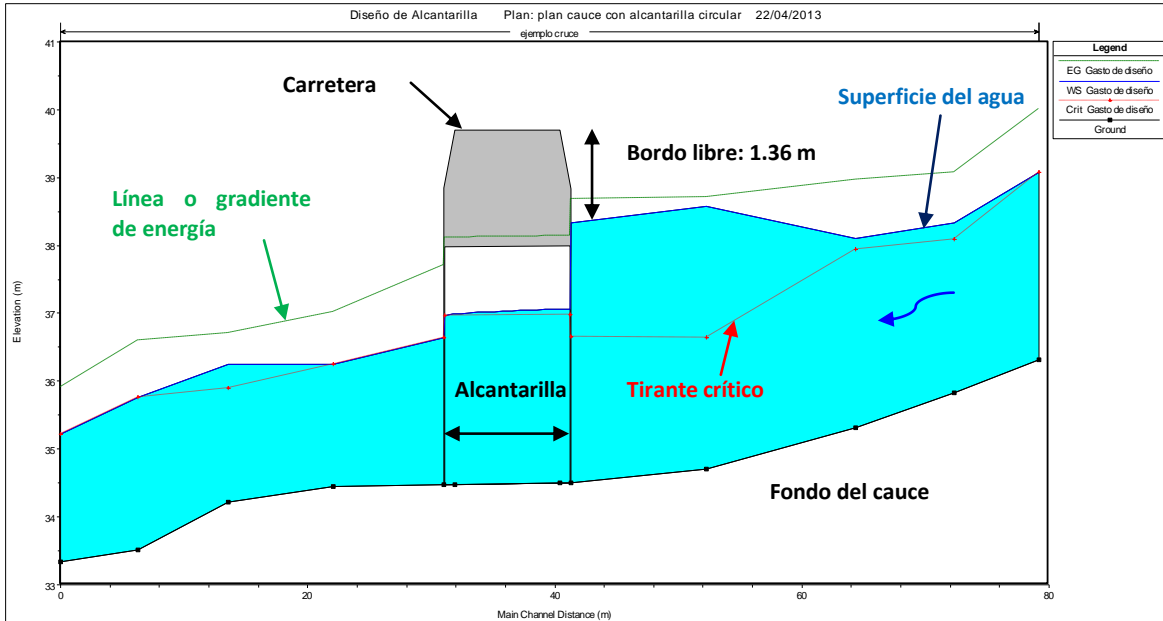


Figura 95. Perfil hidráulico del cauce de estudio.

Los resultados generales obtenidos se pueden visualizar en la siguiente figura.

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: plan base River: ejemplo Reach: cruce Profile: Gasto

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
cruce	80.980	Gasto de diseño	34.74	36.31	39.07	39.07	40.02	0.016559	4.30	8.08	4.29	1.00
cruce	74.125	Gasto de diseño	34.74	35.83	38.34	38.08	39.08	0.011264	3.81	9.12	4.42	0.85
cruce	66.182	Gasto de diseño	34.74	35.32	38.10	37.94	38.97	0.014055	4.12	8.44	4.00	0.91
cruce	54.088	Gasto de diseño	34.74	34.71	38.58	36.64	38.71	0.001060	1.59	21.86	7.94	0.31
cruce	43.086	Gasto de diseño	34.74	34.50	38.34	36.66	38.68	0.001001	2.59	13.44	11.86	0.42
cruce	43		Culvert									
cruce	32.870	Gasto de diseño	34.74	34.48	36.64	36.64	37.72	0.006849	4.60	7.55	9.38	1.00
cruce	23.898	Gasto de diseño	34.74	34.45	36.25	36.25	37.01	0.012049	3.89	8.94	5.82	1.00
cruce	15.374	Gasto de diseño	34.74	34.22	36.25	35.90	36.71	0.006074	3.01	11.53	6.80	0.74
cruce	8.084	Gasto de diseño	34.74	33.51	35.76	35.76	36.61	0.012622	4.08	8.52	5.05	1.00
cruce	1.818	Gasto de diseño	34.74	33.34	35.22	35.22	35.91	0.010447	3.70	9.41	6.88	1.00

Figura 96 Tabla general de resultados para el cauce de estudio

De esta tabla se pueden visualizar las distintas variables hidráulicas calculadas para todas las secciones transversales del cauce, estas son:

Q total	: Avenida transitada, m ³ /s.
Min Ch El	: Elevación mínima del canal (fondo), m.
W.S Elev	: Elevación de la superficie del agua ó tirante hidráulico, m.
Crit W.S	: Tirante critico ó elevación critica de la superficie del agua, m.
E.G. Elev	: Elevación del gradiente de energía, m.
E.G. Slope	: Pendiente del gradiente de energía, m/m.
Vel Chnl	: Velocidad en el cauce o canal, m/s.
Flow area	: Área hidráulica, m ² .
Top Width	: Ancho de la superficie libre del agua, m.
Froude # Chl	: Número de Froude.

De acuerdo al perfil hidráulico (figura 95) y a los resultados generales del cauce de estudio (figura 96), se puede apreciar que si se coloca una alcantarilla circular con un diámetro de 3.50 m, el nivel alcanzado por el tirante hidráulico es de 3.84 m inmediatamente aguas arriba de la alcantarilla (sección 43.086) sobrepasando fácilmente la altura de la alcantarilla (diámetro), dejando únicamente un bordo libre desde la superficie libre del agua hasta la superficie de rodamiento de 1.36 metros, esta condición hace que exista la posibilidad de que la alcantarilla trabaje con la entrada sumergida; mientras que en la sección 32.870 (inmediatamente aguas abajo) el nivel del agua alcanza una altura de 2.16 metros haciendo que la salida sea libre. También se puede observar que el flujo presenta un régimen subcrítico a la entrada de la alcantarilla; mientras que a su salida el régimen del flujo es supercrítico.

Respecto a las velocidades en el cauce, el flujo se aproxima a la entrada de la alcantarilla con una velocidad de 2.59 m/s; en tanto, aguas abajo inmediatamente a la salida de la alcantarilla se presenta una velocidad de 4.60 m/s.

Por otro lado los niveles de agua alcanzados en la alcantarilla tanto en la entrada como en la salida se muestran en las siguientes figuras a continuación.

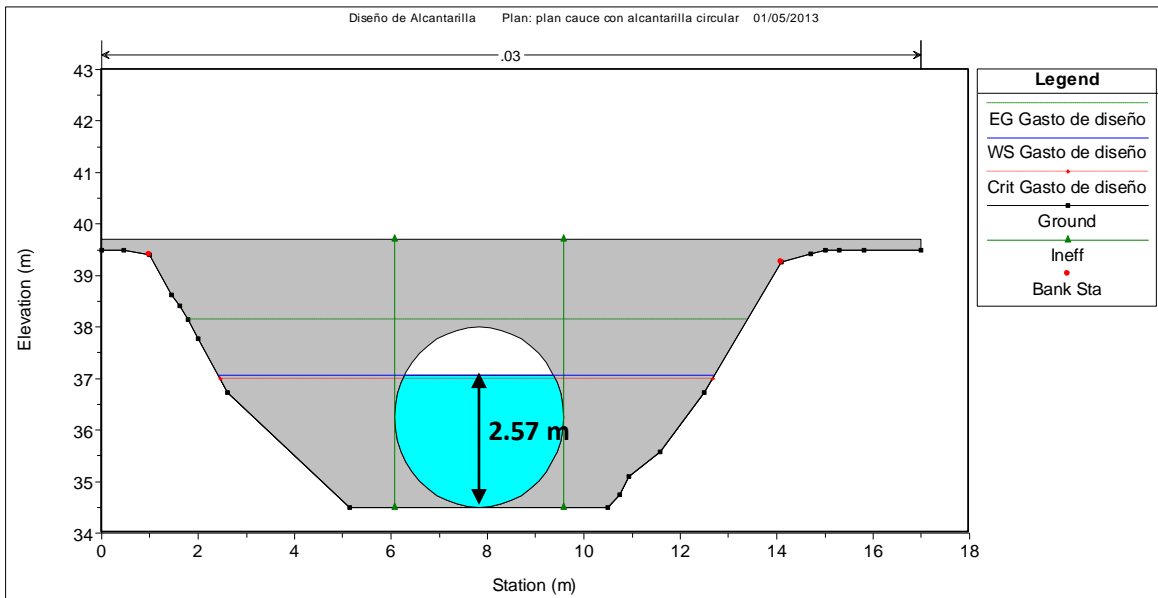


Figura 97. Nivel de agua a la entrada de la alcantarilla circular para un gasto de diseño de 34.74 m³/s.

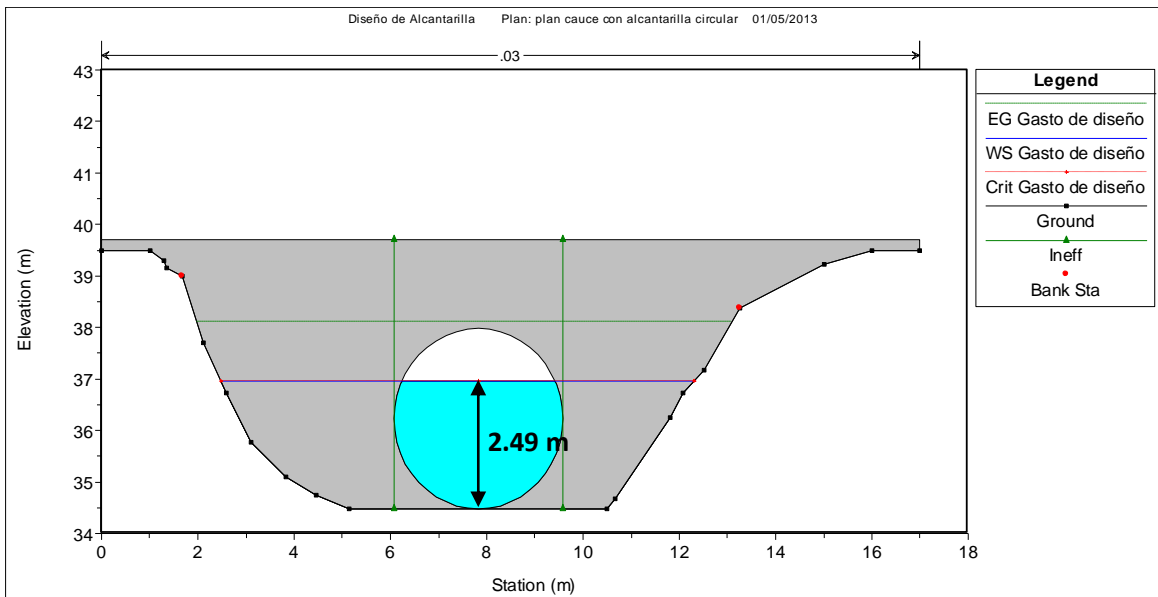


Figura 98. Nivel de agua a la salida de la alcantarilla circular para un gasto de diseño de 34.74 m³/s.

Particularmente los resultados de los cálculos hidráulicos realizados para la alcantarilla circular se muestran en la siguiente figura.

Plan: plan base ejemplo cruce RS: 43 Culv Group: Culvert #1 Profile: Gasto de diseño				
Q Culv Group (m3/s)		34.74	Culv Full Len (m)	
# Barrels		1	Culv Vel US (m/s)	4.59
Q Barrel (m3/s)		34.74	Culv Vel DS (m/s)	4.75
E.G. US (m)		38.68	Culv Inv El Up (m)	34.50
W.S. US (m)		38.34	Culv Inv El Dn (m)	34.48
E.G. DS (m)		37.72	Culv Frctn Ls (m)	0.03
W.S. DS (m)		36.64	Culv Exit Loss (m)	0.40
Delta EG (m)		0.96	Culv Entr Loss (m)	0.54
Delta WS (m)		1.70	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)		38.55	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)		38.68	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control		Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)		37.07	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)		36.97	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		2.80	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crit Depth (m)		2.49	Min El Weir Flow (m)	39.70

Figura 99. Tabla de resultados para la alcantarilla circular de tubo de concreto.

De esta tabla se despliegan los resultados hidráulicos para la alcantarilla modelada, algunos de éstos son:

- Q Culv Group : Gasto total, m³/s.
- Q Barrel : Gasto desalojado por la alcantarilla, m³/s.
- E.G. US : Gradiente de energía aguas arriba, m.
- E.G. DS : Gradiente de energía aguas abajo, m.
- W.S. US : Nivel de la superficie del agua (tirante hidráulico), aguas arriba, m.
- W.S. DS : Nivel de la superficie del agua (tirante hidráulico), aguas abajo, m.
- E.G. IC : Gradiente de energía para flujo con control de entrada, m.
- E.G. OC : Gradiente de energía para flujo con control de salida, m.
- Culvert Control : Tipo de control de flujo en la alcantarilla.
- Culv WS Inlet : Nivel de la superficie del agua (tirante hidráulico) a la entrada de la alcantarilla, m.
- Culv WS Outlet : Nivel de la superficie del agua (tirante hidráulico) a la salida de la alcantarilla, m.
- Culv Vel US : Velocidad en la alcantarilla aguas arriba, m/s.
- Culv Vel DS : Velocidad en la alcantarilla aguas abajo, m/s.

A partir de la figura 97 y 98, y de los resultados de la imagen de la tabla de la figura 99, se observa que el nivel del agua alcanzado a la entrada de la alcantarilla fue de 2.57 m y a la salida de 2.49 m.

Por otro lado el valor del gradiente o línea de energía en el extremo aguas arriba, necesarios para control de flujo a la entrada (E.G. IC) fue de 38.55 m; mientras que el valor del gradiente de energía para control de flujo a la salida (E.G. OC) fue 38.68 m. De estos dos valores HEC-RAS seleccionó el valor más alto de energía para determinar el tipo de control de flujo que ocurrirá, por tanto se observa que la alcantarilla trabajará con flujo con control de salida (Culvert Control: Outlet).

Las velocidades alcanzadas aguas arriba y aguas abajo en la alcantarilla fueron de 4.59 m/s y 4.75 m/s, respectivamente con lo cual se aprecia un incremento de velocidad a la salida.

Finalmente en la figura 99 se muestra una vista tridimensional del cauce de estudio con la alcantarilla circular ya colocada, en donde se ven los niveles de agua alcanzados en el cauce lo que facilita entender las condiciones generales de funcionamiento del cauce y la alcantarilla tras transitar una avenida de $34.74 \text{ m}^3/\text{s}$.

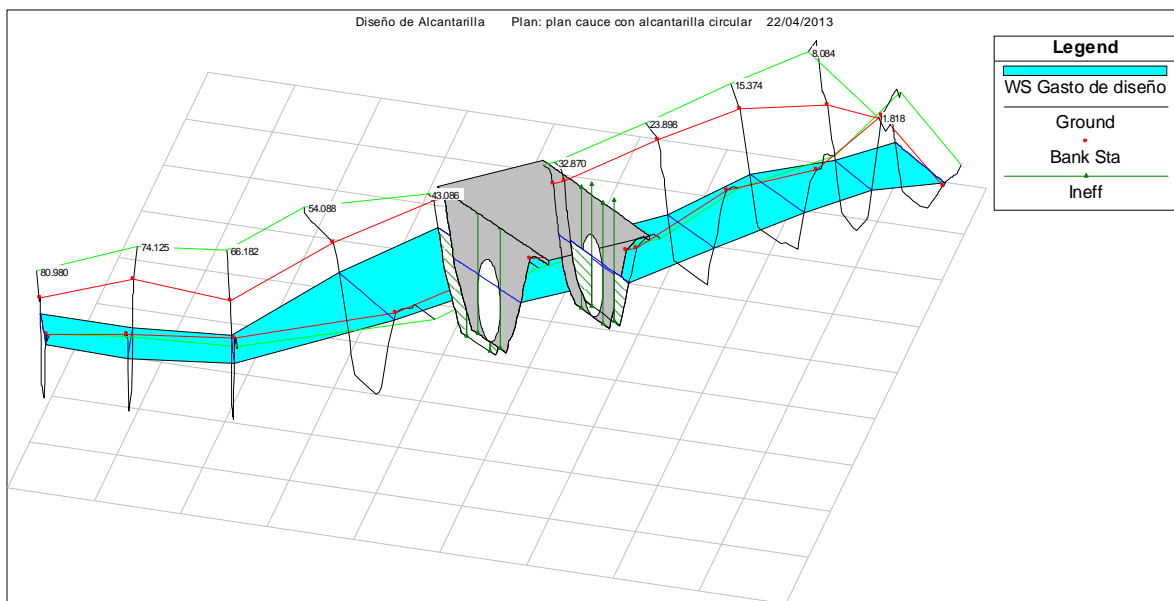


Figura 100. Vista tridimensional del perfil hidráulico del cauce de estudio y la alcantarilla circular.

C.2 Alternativa 2 (Alcantarilla de cajón)

I. Datos generales

Tabla 26. Datos generales	
Alcantarilla	
Forma (Shape)	Cajón
Material (Chart #)	Metal corrugado
n de Manning	0.011 (tabla 10)
Ancho (m)	5
Altura (m)	4
Longitud (m)	10.20
Tipo de entrada (Scale #)	Con muros principales 90°
Coef. de entrada K_e	0.5 (tabla 9)
Coef. de salida	1
Datos geométricos	
Estación de ubicación	43
Cota inferior del cauce aguas arriba (m)	34.50
Cota inferior del cauce aguas abajo (m)	34.48
Pendiente del cauce (mm/mm)	0.0366
Elevación de carretera (m)	39.70
Datos de diseño hidráulico	
Gasto de diseño (m^3/s)	34.74
Tr (años)	25
Criterio de solución	Máxima energía Highest U.S.EG

II. Introducción de los datos geométricos de la alcantarilla y las condiciones de flujo

Para modelar la alcantarilla de cajón (figura 101), se siguió el mismo procedimiento visto anteriormente para la alternativa 1.

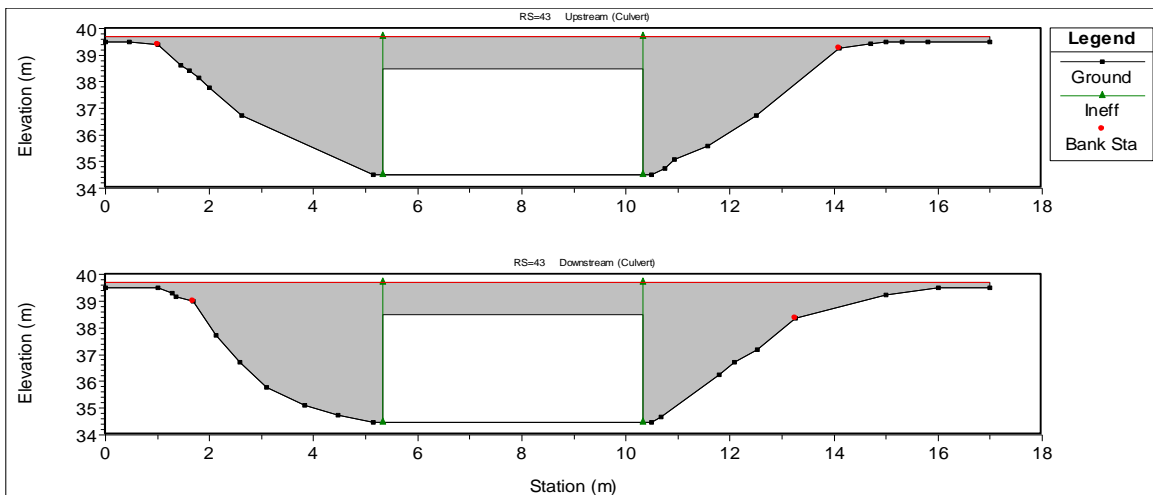


Figura 101. Alcantarilla de cajón de metal corrugado.

III. Visualización y análisis de resultados

A continuación se muestra el perfil hidráulico del cauce de estudio (figura 102) obtenido de realizar la simulación con la alcantarilla de cajón de metal corrugado para una avenida máxima con periodo de retorno de 25 años y una magnitud de 34.74 m³/s.

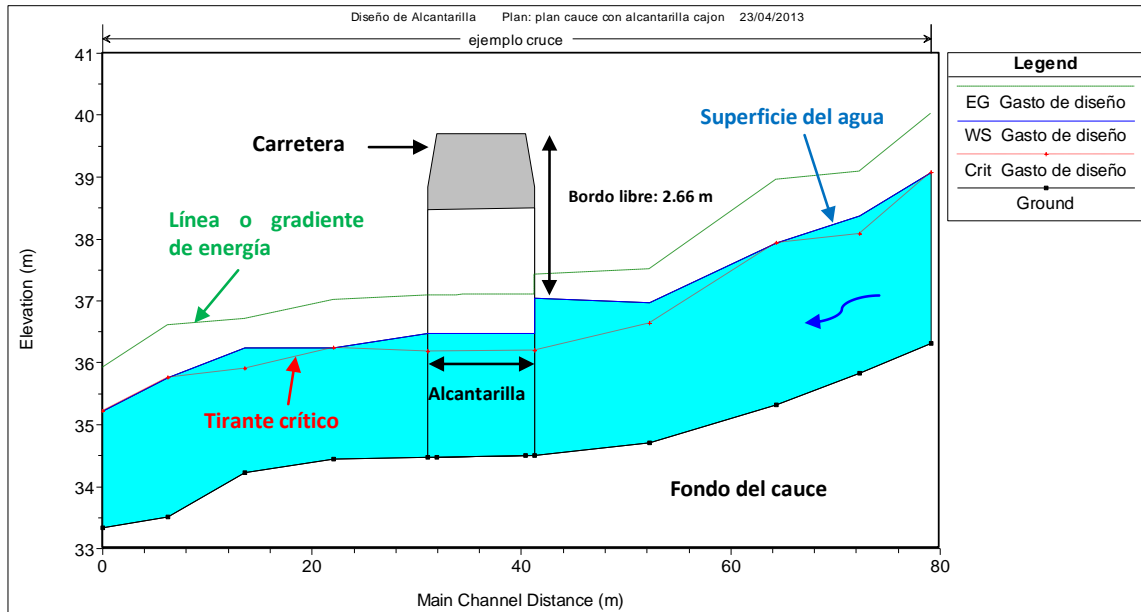


Figura 102. Perfil hidráulico del cauce de estudio.

Los resultados generales (figura 103) de la simulación fueron los siguientes:

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: plan base River: ejemplo Reach: cruce Profile: Gasto

Reach	River Sta	Profile	Q Total [m3/s]	Min Ch El [m]	W.S. Elev [m]	Crit W.S. [m]	E.G. Elev [m]	E.G. Slope [m/m]	Vel Chnl [m/s]	Flow Area [m2]	Top Width [m]	Froude # Chl
cruce	80.980	Gasto de diseño	34.74	36.31	39.07	39.07	40.02	0.016559	4.30	8.08	4.29	1.00
cruce	74.125	Gasto de diseño	34.74	35.83	38.37	38.08	39.09	0.010842	3.75	9.25	4.44	0.83
cruce	66.182	Gasto de diseño	34.74	35.32	37.94	37.94	38.95	0.017267	4.46	7.79	3.88	1.01
cruce	54.088	Gasto de diseño	34.74	34.71	36.97	36.64	37.50	0.007058	3.25	10.68	5.94	0.77
cruce	43.086	Gasto de diseño	34.74	34.50	37.04	36.20	37.42	0.001948	2.74	12.69	10.26	0.55
cruce	43	Culvert										
cruce	32.870	Gasto de diseño	34.74	34.48	36.47	36.18	37.09	0.004388	3.49	9.95	9.20	0.79
cruce	23.898	Gasto de diseño	34.74	34.45	36.25	36.25	37.01	0.012049	3.89	8.94	5.82	1.00
cruce	15.374	Gasto de diseño	34.74	34.22	36.25	35.90	36.71	0.006074	3.01	11.53	6.80	0.74
cruce	8.084	Gasto de diseño	34.74	33.51	35.76	35.76	36.61	0.012622	4.08	8.52	5.05	1.00
cruce	1.818	Gasto de diseño	34.74	33.34	35.22	35.22	35.91	0.010447	3.70	9.41	6.88	1.00

Figura 103. Tabla general de resultados para el cauce de estudio.

En base a los resultados obtenidos de esta simulación se observa que el funcionamiento hidráulico de la alcantarilla de cajón de metal corrugado es aceptable para un gasto de $34.74 \text{ m}^3/\text{s}$, puesto que el nivel del tirante hidráulico inmediatamente aguas arriba es de 2.54 m, existiendo un bordo libre desde la superficie libre del aguas hasta la superficie de rodamiento de 2.66 m; aguas abajo inmediatamente a la salida de la alcantarilla el tirante hidráulico es de 1.99 m, dadas estas condiciones hacen que la alcantarilla trabaje a superficie libre.

Por otro lado el flujo tanto en la entrada así como en la salida de alcantarilla presenta un régimen subcrítico; por su parte las velocidades del agua alcanzadas en el cauce en las proximidad de entrada de la alcantarilla es de 2.74 m/s, e inmediatamente aguas abajo la velocidad es de 3.49 m/s.

En las siguientes figuras (104 y 105) se muestran los niveles de agua alcanzados a la entrada y salida de la alcantarilla de cajón de metal corrugado.

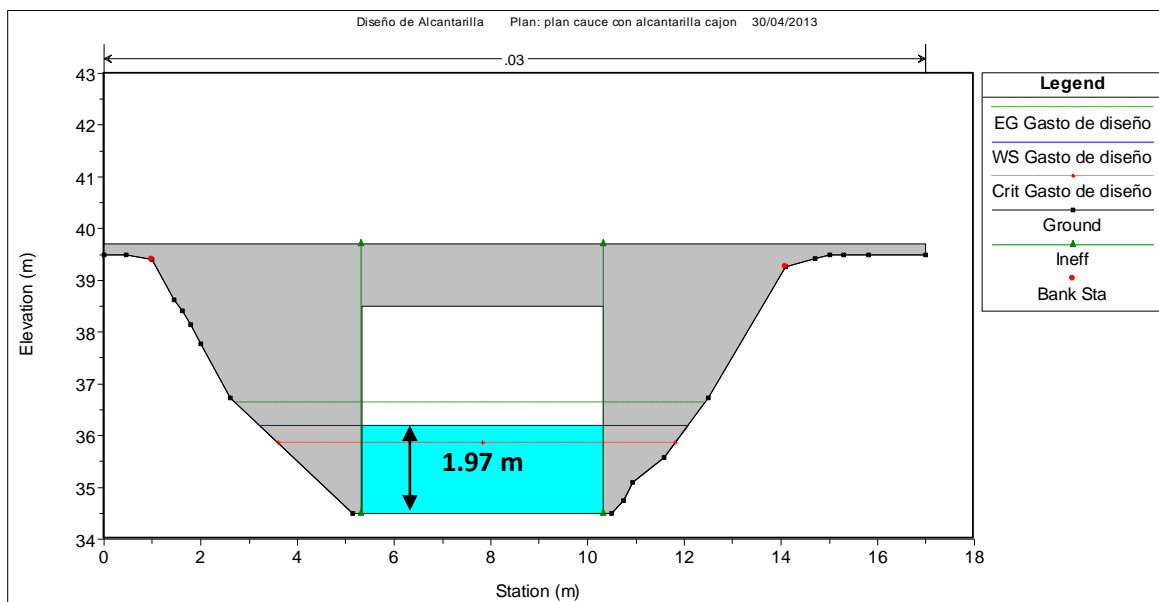


Figura 104. Nivel de agua a la entrada de la alcantarilla de cajón para un gasto de diseño de $34.74 \text{ m}^3/\text{s}$.

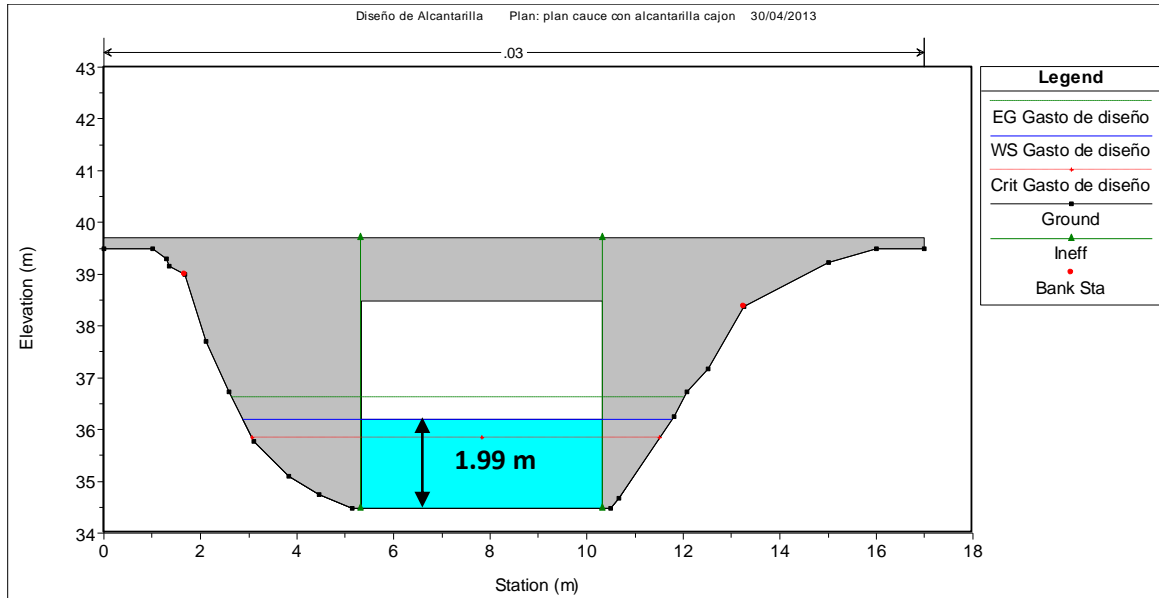


Figura 105. Nivel de agua a la salida de la alcantarilla de cajón para un gasto de diseño de 34.74 m³/s.

Los resultados de los cálculos hidráulicos (figura 106) fueron los siguientes:

Culvert Output			
File Type Options Help			
River:	ejemplo	Profile:	Gasto de diseño
Reach:	cruce	RS:	43
Plan: plan base ejemplo cruce RS: 43 Culv Group: Culvert #1 Profile: Gasto de diseño			
Q Culv Group (m3/s)	34.74	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	3.53
Q Barrel (m3/s)	34.74	Culv Vel DS (m/s)	3.49
E.G. US. (m)	37.42	Culv Inv El Up (m)	34.50
W.S. US. (m)	37.04	Culv Inv El Dn (m)	34.48
E.G. DS (m)	37.09	Culv Frctn Ls (m)	0.01
W.S. DS (m)	36.47	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.33	Culv Entr Loss (m)	0.32
Delta WS (m)	0.57	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	37.13	Weir Sta Lft (m)	
E.G. DC (m)	37.42	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	36.47	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	36.47	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	1.70	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	1.70	Min El Weir Flow (m)	39.70

Figura 106. Tabla de resultados para la alcantarilla de cajón de metal corrugado.

A partir de los resultados mostrados (figura 104 y 105) y de los resultados de la imagen de la tabla (figura 106), se observa que el agua alcanzo un nivel de 1.97 m a la entrada de la alcantarilla; mientras que a la salida el nivel del agua fue de 1.99 m.

Al igual que la alcantarilla anterior (alternativa 1), se observa que la alcantarilla de cajón de metal corrugado trabajará con flujo con control de salida pero a superficie libre, dado que el valor del gradiente de energía para flujo con control de entrada (E.G. IC) fue de 37.13 m; en tanto que para el flujo con control de salida (E.G. OC) el gradiente de energía obtuvo un valor de 37.42 m.

En cuanto a las velocidades alcanzadas aguas arriba como aguas abajo de la alcantarilla presentaron una mínima diferencia, ya que éstas variaron de 3.53 m/s a 3.49 m/s respectivamente. En la figura 107 se muestra la perspectiva tridimensional del funcionamiento hidráulico del cauce y la alcantarilla de cajón tras haber transitado una avenida de $34.74 \text{ m}^3/\text{s}$.

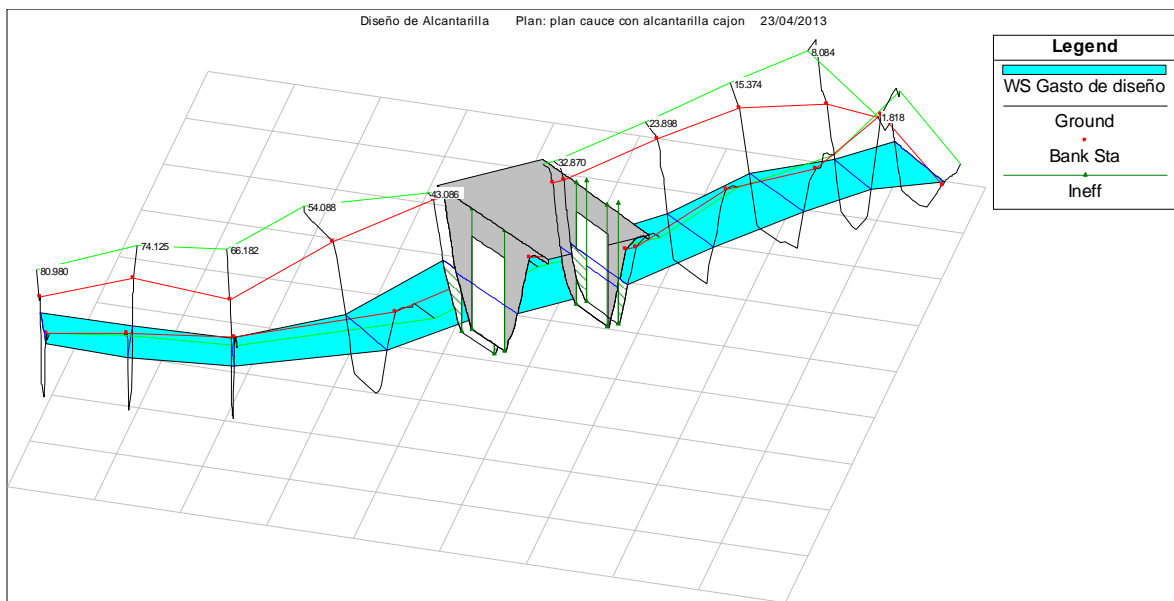


Figura 107. Vista Tridimensional del perfil hidráulico del cauce de estudio y la alcantarilla de cajón.

D) ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN

Tabla 27. Comparación de resultados							
DATOS HIDROLÓGICOS							
Área de la microcuenca, Km ²	3.72						
Pendiente del cauce, mm/mm	0.0366						
Gasto de diseño, m ³ /s	34.74						
Periodo de retorno, años	25						
Descripción de la alcantarilla	Gasto total (m ³ /s)	Gasto por alcantarilla (m ³ /s)	Nivel de la superficie del agua a la entrada; WS Inlet (m)	Nivel de la superficie del agua a la salida; WS Outlet (m)	Velocidad de entrada (m/s)	Velocidad de salida (m/s)	Tipo de control
Circular de tubo de concreto de 3.50 m	34.74	34.74	2.57	2.49	4.59	4.75	SALIDA
Cajón de Metal corrugado de 5 m x 4 m	34.74	34.74	1.97	1.99	3.53	3.49	SALIDA

Del análisis y comparación de resultados de las dos alternativas propuestas, y de acuerdo a las características del cauce y la carretera, la alcantarilla de cajón de metal corrugado muestra una mejor funcionalidad, ya que debido a sus dimensiones mostró una mayor capacidad de drenaje ejerciendo así un menor obstáculo al transcurso del flujo en comparación con la alcantarilla de tubo de concreto. Además la alcantarilla de cajón de metal corrugado presentó una menor sobreelvacación del nivel del agua a la entrada y un mayor bordo libre que el obtenido para alcantarilla de tubo de concreto, reduciendo así el riesgo de inundación o desbordamiento del agua hacia la superficie de rodamiento en caso de presentarse una avenida superior a la de diseño. En cuanto a las velocidades se observó que la alcantarilla de cajón de metal corrugado presentó velocidades inferiores a las de la alcantarilla de tubo de concreto, con lo cual puede que se reduzca el riesgo de erosión y socavación tanto en la entrada como en la salida de la alcantarilla.

De acuerdo a estas observaciones se concluye que la alcantarilla de cajón de metal corrugado muestra un mejor desempeño y funcionalidad hidráulica, que la alcantarilla de tubo de concreto, por tanto se elige como la alternativa de solución. *Es importante señalar que de manera particular, los criterios implementados, los resultados obtenidos y las soluciones adoptadas para el ejemplo que se trató en este capítulo estuvieron sujetos a las propias limitantes del planteamiento y a la calidad de la información que se empleó para el desarrollo de éste.*

CONCLUSIONES

- A través de los temas desarrollados en este trabajo se cumple con el objetivo planteado del mismo, ya que se conformó una fuente de información la cual reúne las bases necesarias para poder realizar el análisis y diseño hidráulico de alcantarillas para una vía terrestre mediante el uso del programa HEC-RAS.
- En esta tesis se relaciona la teoría con una aplicación estrechamente ligada a la práctica profesional.
- Existen varios factores que se involucran en el diseño hidráulico de las alcantarillas y en algunos casos condiciones muy específicas o particulares que no deben pasarse por alto.
- Los eventos hidrológicos y sus consecuencias que inciden en el comportamiento del cauce sobre el que se sitúa la alcantarilla, justifican la importancia de los estudios hidrológicos o hidráulicos. De acuerdo con esto, la proyección de estructuras hidráulicamente eficientes estará sujeta a los resultados obtenidos de dichos estudios.
- HEC-RAS es un software ampliamente reconocido por organismos federales involucrados con el análisis y diseño de alcantarillas para una vía terrestre.
- Este programa de cómputo posee una plataforma amigable de fácil manejo que permite analizar el comportamiento que tiene el flujo a través de alcantarillas de geometría constante y pendiente uniforme, así como evaluar el efecto que estas estructuras producen en el cauce o canal.
- En la aplicación desarrollada en esta tesis, el software HEC-RAS proporciono la tendencia del comportamiento del flujo, los niveles del agua alcanzados a la entrada, dentro y salida de la alcantarilla para un gasto de diseño, que permitieron evaluar el desempeño y funcionalidad hidráulica de la misma con respecto al camino.
- El uso de herramientas computacionales, como en este caso HEC-RAS mejoran ampliamente el análisis y diseño hidráulico de alcantarillas ya que permiten involucrar un mayor número de variables en el diseño incrementando así la exactitud de los resultados, así mismo se agilizan considerablemente los tiempos y procesos de cálculo lo cual hace que se pueda dedicar más tiempo a la interpretación de resultados y no a la obtención de

éstos, además con su empleo es evidente el uso innecesario de los nomogramas como ayuda de diseño.

- En esta investigación se mostró una metodología de solución para el diseño hidráulico de alcantarillas, mediante el uso de HEC-RAS; sin embargo no debe perderse de vista las múltiples variantes que se puedan presentar en cada caso particular.

BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Aparicio Mijares Francisco Javier. *“Fundamentos de Hidrología de Superficie”*. Ed. Limusa, México, 2011.
2. Breña Puyol Agustín Felipe., Jacobo Villa Marco Antonio. *“Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial”*. U.A.M, México, 2006.
3. Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). *“Atlas del Agua en México 2011”*. Editor: Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARAT), Edición 2011, México, 2011.
4. Crespo Villalaz Carlos. *“Vías de Comunicación”*. 4ª edición, Ed. Limusa, México, 2008.
5. Escalante Sandoval Carlos A., Reyes Chávez Lilia. *“Técnicas Estadísticas en Hidrología”*. 2ª edición, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 2008.
6. Federal Highway Administration. *“Hydraulic Desing of Higway Culverts”*. Third Edition, April 2012.
7. Fuentes Mariles Óscar A., Franco Víctor. *“Estudio Hidrológico para Obras de Protección. Capítulo 3 del Manual de Ingeniería de Ríos”*. Instituto de Ingeniería UNAM, México.
8. Garber Nicholas J., Hoel Lester A.; Traducción Arrijoa Raúl., González y Pozo Virgilio. *“Ingeniería de Transito y de Carreteras”*. 3ª edición, Ed. Thomson Learning, México, 2005.
9. Gardea Villegas Humberto. *“Hidráulica de Canales”*. 3ª edición, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1999.
10. Gordon Keller PE., James Sherar PE. *“Ingeniería de Caminos Rurales”*. Ed. US Agency for International Development, Trad. Instituto Mexicano del Transporte, México, 2004.
11. H. Ayuntamiento Municipio de Misantla. **“Plan Municipal de Desarrollo 2011-2013 Misantla, Veracruz”**.
12. Linsley Ray E., Frazini Joseph B. *“Ingeniería de Los Recursos Hidráulicos”*. Ed. Compañía Editorial Continental, México, 1988.
13. Olivera Bustamante Fernando. *“Estructuración de Vías Terrestres”*. 2ª edición, Ed. Compañía Editorial Continental, México, 1996.
14. Secretaría de Comunicaciones y Transportes *“Normativa para la Infraestructura del transporte (M-PRY-CAR-1-06-004/00)”*. México 2012
15. Secretaría de Comunicaciones y Transportes *“Seminario de drenaje, Parte I, Tema 4 Métodos Hidrológicos para Previsión de Esguimientos”*. México, 1992.
16. Secretaría de Comunicaciones y Transportes **“Venciendo el reto de la Sierra Madre Occidental. Autopista Durango-Mazatlán”**. Ed. Espejo de Obsidiana, México, 2011.
17. Sotelo Ávila Gilberto. *“Hidráulica de Canales”*. 1ª edición, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 2001.

18. Sotelo Ávila Gilberto. *“Hidráulica General”*. Ed. Limusa, México, 2007.
19. Springall G. Rolando. *“Hidrología”*. Instituto de Ingeniería UNAM, México, 1972.
20. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *“HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual”*, 2010.
21. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *“HEC-RAS River Analysis System, User’s Manual”*, 2010.
22. Wright Paul H., Paquette Randor J. *“Ingeniería de Carreteras”*. 1ª edición. Ed. Limusa, México, 1993.

REFERENCIAS ELECTRÓNICAS

1. http://antares.inegi.org.mx/analisis/red_hidro/SIALT/#
2. <http://www.conagua.gob.mx>
3. <http://www.imt.mx>
4. <http://www.inegi.org.mx>
5. <http://www.sct.gob.mx>