



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLAS DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“METODOLOGÍAS PARA EL DESARROLLO DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS
EN OBRAS DE CRUCE CARRETEROS”**

TESIS PROFESIONAL

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
MARÍA PATRICIA ARREOLA VILLA**

**ASESOR:
SONIA TATIANA SÁNCHEZ QUISPE
DOCTORA EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

**“TESIS APOYADA POR EL CONSEJO ESTATAL DE CIENCIA, TECNOLOGÍA E INNOVACIÓN
DE MICHOACÁN”**



MORELIA, MICHOACÁN, ABRIL DE 2015.

ARREOLA VILLA MARIA PATRICIA



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Resumen

Permitir al proyectista obtener la estimación de la magnitud del caudal de diseño, diseñar obras de drenaje que permitan controlar y eliminar el exceso de agua superficial y subterránea que discurren sobre la calzada, a fin de que no puedan comprometer la estabilidad de la estructura del pavimento, de acuerdo a las exigencias hidrológicas y geomorfológicas del área de estudio, sin afectar el drenaje natural de la zona, ni a la propiedad adyacente.

Uniformizar criterios de diseño de las obras de drenaje vial.

Los estudios hidrológicos son fundamentales para:

El diseño de obras hidráulicas, para efectuar estos estudios se utilizan frecuentemente modelos matemáticos que representan el comportamiento de toda la cuenca en estudio.

El correcto conocimiento del comportamiento hidrológico de un río, arroyo, o de un lago es fundamental para poder establecer las áreas vulnerables a los eventos hidrometeorológicos extremos; para prever un correcto diseño de obras de infraestructura vial.

El Manual persigue alcanzar los objetivos:

Tener un documento técnico que sirva de guía conceptual y metodológica para la determinación de los parámetros hidrológicos e hidráulicos de diseño, de obras de infraestructura vial.

Permitir al proyectista obtener consistentemente la estimación de la magnitud del caudal de diseño, diseñar obras de drenaje que permitan controlar y eliminar el exceso de agua superficial que discurren sobre la calzada, a fin de que no puedan comprometer la estabilidad de la estructura del pavimento, de acuerdo a las exigencias hidrológicas y geomorfológicas del área de estudio, sin afectar el drenaje natural de la zona, ni a la propiedad adyacente.

Palabras clave: Diseño en infraestructura vial, una herramienta práctica para el desarrollo de estudios de hidrología.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Summary

Allow the designer to obtain the estimate of the flow rate design, drainage design to control and remove excess surface water and groundwater that run on the road, so they can not compromise the stability of the pavement structure according to hydrological and geomorphological requirements of the study area without affecting the natural drainage of the area or the adjacent property.

Standardize design criteria for road drainage works.

Hydrological studies are essential for:

The design of hydraulic works, to perform these studies mathematical models representing the behavior of the entire basin under study often used.

Accurate knowledge of the hydrological behavior of a river, stream, or lake is essential to establish vulnerable to extreme weather events areas; to provide for a proper design of road infrastructure.

The Manual aims to achieve the objectives:

Having a technical document as a conceptual and methodological basis for determining the hydrologic and hydraulic design parameters of road infrastructure guide.

Allow the designer to consistently obtain the estimate of the flow rate design, drainage design to control and remove excess surface water running over the road, so they can not compromise the stability of the pavement structure, according to hydrological and geomorphological requirements of the study area without affecting the natural drainage of the area or the adjacent property.

Keywords: Design in road infrastructure, a practical tool for the development of hydrology studies.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Contenido

I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 HIDROLOGÍA.....	1
I.2 HIDRÁULICA.....	1
I.3 OBJETIVOS	2
I.4 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.5 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	2
II.- ANTECEDENTES:.....	2
III.- METODOLOGIAS.....	3
III.1 HIDROLOGÍA.....	3
III.1.1 Alcances	3
III.1.2 Factores Hidrológicos y Geológicos que inciden en el Diseño Hidráulico de las Obras de Drenaje	3
III.1.3 Estudios de Campo.....	4
III.1.4 Evaluación de la Información Hidrológica	4
III.1.5 Área del Proyecto - Estudio de la(s) Cuenca(s) Hidrográfica(s)	5
III.1.6 Selección del Período de Retorno	5
III.2 ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS.....	7
III.2.1 Modelos de distribución.....	7
III.2.2 Distribución Normal.....	7
III.2.3 Distribución Log Normal 2 Parámetros	8
III.2.4 Distribución Log Normal 3 Parámetros	9
III.2.5 Distribución Gamma 2 Parámetros.....	9
III.2.6 Distribución Gamma 3 Parámetros.....	9
III.2.7 Distribución Log Pearson Tipo III.....	10
III.2.8 Distribución Gumbel.....	10



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



III.2.9 Distribución Log Gumbel	11
III.2.10 Pruebas de bondad de ajuste	11
III.3 Determinación de la Tormenta de Diseño	13
III.3.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia	13
III.3.2 Tiempo de Concentración	16
III.3.3 Hietograma de Diseño	18
III.3.4 Método del Bloque Alterno.....	18
III.3.5 Precipitación total y efectiva.....	19
III.3.6 Método SCS para abstracciones.....	19
III.4 ESTIMACIÓN DE CAUDALES.....	23
III.4.1 Método Racional.....	23
III.4.2 Método Racional Modificado	24
III.4.3 Hidrograma Unitario	26
III.4.4 Obtención de hidrogramas unitarios.....	26
III.4.5 Hidrogramas sintéticos	27
III.4.6 Hidrograma sintético triangular del SCS.....	27
III.4.7 Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder	28
III.4.8 Sistema de Modelamiento Hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)	29
III.4.9 Otras Metodologías.....	32
III.4.10 Avenida de Diseño	33
III.5 MANUAL DE DRENAJE DE CAMINOS	34
IV. APLICACIÓN AL TRAMO CARRETERO EN ESTUDIO	35
IV.1 CUENCAS HIDROLOGICAS	36
IV.2 LOCALIZACIÓN.....	37
IV.3 CLIMATOLOGIA	38
IV.4 GEOLOGIA	39
IV.5 EDAFOLOGIA	39
IV.6 USO DE SUELO.....	40
IV.7 DESCRIPCIÓN METODOLOGICA	42



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.8 CARACTERISTICAS DE LAS CUENCAS	42
IV.9 FORMA DE LA CUENCA	44
IV.10 RED DE DRENAJE DE LA CUENCA	45
IV.11 LONGITUD Y PENDIENTE DE LA CORRIENTE PRINCIPAL	48
IV.12 PENDIENTE DE LA CUENCA	50
IV.13 NÚMERO DE ESCURRIMIENTO E ÍNDICE DE INFILTRACIÓN.....	52
IV.14 Coeficiente de Escurrimiento de la Cuenca	54
IV.15 ANALISIS DE DATOS DE PRECIPITACIÓN Y GASTO	55
IV.16 Análisis Espacio – Temporal de las estaciones meteorológicas e hidrométricas (preselección y selección de estaciones principales).....	57
IV.17 Consistencia y Homogeneidad de los datos precipitaciones.....	57
IV.18 LLUVIA MEDIA ANUAL.....	58
IV.19 Método Polígono de Thiessen	59
IV.20 Método Isoyetas	59
IV.21 ANALISIS PROBABILISTICO (1 ESTACIÓN PRINCIPAL).....	60
IV.22 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD QUE MEJOR AJUSTAN	61
IV.23 DISPONIBILIDAD HÍDRICA MEDIA ANUAL	64
IV.24 CONSTRUCCION DE CURVAS IDT	64
IV.25 Precipitación máxima 24 horas.....	65
IV.26 PRECIPITACIÓN MÁXIMA 1 HORA, A DIFERENTES PERIODO DE RETORNO.....	65
IV.27 LLUVIA DE DISEÑO Y LLUVIA EN EXCESO	69
IV.28 CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO	71
IV.29 CALCULO GASTO DE DISEÑO.....	73
V. CONCLUSIONES.....	77
VI. REFERENCIAS.....	78



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Índice de Tablas

Tabla 1. Riesgos permisibles para la vida útil de las obras	6
Tabla 2. Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje	7
Tabla 3. Valores críticos d para la prueba Kolmogorov – Smirnov.....	12
Tabla 4. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora.	15
Tabla 5. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración	17
Tabla 6. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	22
Tabla 7. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2s$).....	22
Tabla 8. Coeficientes de escorrentía método racional.....	24
Tabla 9. Características de la cuenca	45
Tabla 10 Clasificación de las cuencas respecto a su tamaño	48
Tabla 11 Tabla de cálculo de la pendiente de la corriente principal	49
Tabla 12 Área en Km^2 y % de las pendientes de la cuenca	51
Tabla 13 Cálculo del Número de Curva para la cuenca	53
Tabla 14 Coeficiente de escurrimiento de la cuenca	54
Tabla 15 Funciones de distribución de probabilidad.....	60
Tabla 16 Serie de precipitaciones máximas diarias anuales, ingresadas en el AX.....	62
. Tabla 17 Precipitación máxima diaria con la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel	63
Tabla 18 Precipitación máxima 24 horas, estación 16096	65
Tabla 19 Número de días con lluvia > 1mm, estación 16906	66
Tabla 20 Precipitación máxima a 1 y 24 horas, estación 16906.....	67
Tabla 21 Ecuaciones de las curvas Pdt	69
Tabla 22 Precipitaciones mm	73
Tabla 23 Parámetros método Chow	74
Tabla 24 Calculo de Q_p para $T=2$	74
Tabla 25 Calculo de Q_p para $T=5$	75
Tabla 26 Calculo de Q_p para $T=100$	76
Tabla 27 Parámetros método racional	77
Tabla 28 Gastos pico diferentes periodos de retorno	77



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Índice de Ilustraciones

Figura N° 1. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil. (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)).	6
Figura N° 2 Ejemplo Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima	14
Figura N° 3 Hietograma de Diseño	19
Figura N° 4 Variables en el método. (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))	20
Figura N° 5 Hietograma de Precipitación efectiva	21
Figura N° 6 Hidrograma Unitario Triangular del SCS. (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))	28
Figura N° 7 Cuencas hidrológicas	36
Figura N° 8 Localización	37
Figura N° 9 Climas	38
Figura N° 10 Tipos de suelo	39
Figura N° 11 Uso de suelos	40
Figura N° 12 Estaciones principales	41
Figura N° 13 Cuenca en estudio	43
Figura N° 14 Centroíde de la Cuenca	44
Figura N° 15 Cause principal	50
Figura N° 16 Pendiente de la cuenca	51
Figura N° 17 Mapa pendiente <1% y >1% de la cuenca	52
Figura N° 18 Mapa Número de Curva de la Cuenca	53
Figura N° 19 Mapa coeficiente K de la cuenca	54
Figura N° 20 Metodología: selección estaciones, consistencia datos, deducción datos, validación llenado.	56
Figura N° 21 Pruebas básicas y específicas para la evaluación de la consistencia	58
Figura N° 22 Precipitación media de la cuenca por isoyetas	59
Figura N° 23 Función de distribución que mejor ajusta, precipitaciones máximas, estación 1609663	63
Figura N° 24 Precipitación 1 ora, periodo de retorno 2 años	67
Figura N° 25 Curva Pdt para la cuenca	68
Figura N° 26 Hietograma de diseño, $T_r=2$, a dos horas	70
Figura N° 27 Hietograma de diseño, $T_r=100$ años, a una hora	70



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Listado de Ecuaciones

Ecuación 1 Riesgo de falla.....	5
Ecuación 2 Distribución Normal.....	8
Ecuación 3 Distribución Log Normal 2 Parámetros.....	8
Ecuación 4 Desviación estándar transformada.....	8
Ecuación 5 Distribución Log Normal 3 Parámetros.....	9
Ecuación 6 Distribución Gamma 2 Parámetros.....	9
Ecuación 7 Distribución Gamma 3 Parámetros.....	9
Ecuación 8 Distribución Log Pearson Tipo III.....	10
Ecuación 9 Distribución Gumbel.....	10
Ecuación 10 Distribución Log Gumbel.....	11
Ecuación 11 Bondad de ajuste.....	11
Ecuación 12 Prueba Kolmogorov - Smirnov.....	12
Ecuación 13 Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia.....	13
Ecuación 14 Intensidad de lluvia.....	14
Ecuación 15 Precipitación total.....	16
Ecuación 16 Intensidad máxima.....	16
Ecuación 17 Tiempo de concentración.....	16
Ecuación 18 Precipitación Efectiva.....	20
Ecuación 19 Curva CN.....	21
Ecuación 20 Curva CN Humedad Normal.....	21
Ecuación 21 Curva CN Condiciones Húmedas.....	21
Ecuación 22 Descarga máxima de diseño, Racional.....	23
Ecuación 23 Descarga máxima de diseño, Racional Modificado.....	24
Ecuación 24 Tiempo de concentración.....	24
Ecuación 25 Coeficiente de Uniformidad.....	25
Ecuación 26 Coeficiente de simultaneidad.....	25
Ecuación 27 Precipitación máxima.....	25
Ecuación 28 Precipitación máxima corregida.....	25
Ecuación 29 Coeficiente de escurrimiento.....	25
Ecuación 30 Hidrograma de salida.....	26
Ecuación 31 Tiempo de retraso.....	27
Ecuación 32 Gasto pico.....	27
Ecuación 33 Tiempo de escurrimiento pico.....	28
Ecuación 34 Tiempo de retraso.....	29
Ecuación 35 Velocidad media.....	32
Ecuación 36 Gasto punta.....	32
Ecuación 37 Gasto máximo.....	33
Ecuación 38. Índice de Forma.....	46
Ecuación 39. Coeficiente de Compacidad.....	46
Ecuación 40. Relación de Elongación.....	46
Ecuación 41. Relación de Bifurcación.....	46
Ecuación 42. Densidad de Drenajes.....	47



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Ecuación 43. Densidad de Corrientes.....	47
Ecuación 44 Pendiente Corriente Principal (Taylor – Schwarz), y pendiente media.....	48
Ecuación 45 . FD Normal	60
Ecuación 46. FD Log Normal	60
Ecuación 47 FD Gumbel	60
Ecuación 48. FD Exponencial	61
Ecuación 49. FD Gamma	61
Ecuación 50. FD Doble Gumbel.....	61
Ecuación 51. FD LogNormal 3p	61
Ecuación 53. Ecuación Ce, para k menor 0.15.....	64
Ecuación 54. Ecuación Ce, k mayor 0.15	64
Ecuación 55. Lluvia en exceso.....	71
Ecuación 56. Gasto pico método Chow	71
Ecuación 57. Gasto unitario pico, método Chow	72
Ecuación 58. Factor de reducción del pico, método Chow	72
Ecuación 59. Tiempo retraso, método Chow	72
Ecuación 60. Precipitación en exceso	72
Ecuación 61. Gasto pico, método racional.....	72



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



I. INTRODUCCIÓN

Las características geográficas, hidrológicas, geológicas y geotécnicas de nuestro país dan lugar a la existencia de problemas complejos en materia de drenaje superficial y subterráneo aplicado a carreteras; debido al carácter muy aleatorio de las múltiples variables (hidrológico-hidráulico, geológico-geotécnico) de análisis que entran en juego, aspectos hidráulicos que aún no están totalmente investigados en nuestro país; el planteamiento de las soluciones respectivas, obviamente estarán afectados por niveles de incertidumbres y riesgos inherentes a cada proyecto. Por lo tanto y dado el carácter general y orientativo del presente Manual, para el tratamiento de los problemas señalados se deberá aplicar los adecuados criterios profesionales.

I.1 HIDROLOGÍA

Es la ciencia geográfica que se dedica al estudio de la distribución, espacial y temporal, y las propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el equilibrio de las masas glaciares.

Los estudios hidrológicos son fundamentales para:

El diseño de obras hidráulicas, para efectuar estos estudios se utilizan frecuentemente modelos matemáticos que representan el comportamiento de toda la cuenca en estudio.

El correcto conocimiento del comportamiento hidrológico de un río, arroyo, o de un lago es fundamental para poder establecer las áreas vulnerables a los eventos hidrometeorológicos extremos; así como para prever un correcto diseño de obras de infraestructura vial.

Su aplicación dentro del Manual está dada en la determinación de los caudales de diseño para diferentes obras de drenaje.

I.2 HIDRÁULICA

Es una rama de la física y la ingeniería que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas de los fluidos. Todo esto depende de las fuerzas que se interponen con la masa (fuerza) y empuje de la misma.

Su aplicación dentro del Manual está dada en la determinación de las secciones hidráulicas de las obras de drenaje.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Todo esto y muchas aplicaciones más hacen que el Especialista en Hidrología sea un personaje importante en todo equipo, multidisciplinario que enfrenta problemas de ingeniería civil en general y problemas de carácter ambiental.

I.3 OBJETIVOS

El Manual persigue alcanzar los siguientes objetivos:

I.4 OBJETIVO GENERAL

Tener un documento técnico que sirva de guía conceptual y metodológica para la determinación de los parámetros hidrológicos e hidráulicos de diseño, de obras de infraestructura vial.

1.5 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Ofrecer al proyectista de diseño en infraestructura vial (Ingeniero o profesional a fin), de una herramienta práctica para el desarrollo de estudios de hidrología e hidráulica, con criterios ingenieriles, metodologías y recomendaciones que ayuden a proyectar adecuadamente los elementos de drenaje de una carretera.
- Permitir al proyectista obtener consistentemente la estimación de la magnitud del caudal de diseño, diseñar obras de drenaje que permitan controlar y eliminar el exceso de agua superficial y subterránea que discurren sobre la calzada y debajo de ella, a fin de que no puedan comprometer la estabilidad de la estructura del pavimento, de acuerdo a las exigencias hidrológicas y geomorfológicas del área de estudio, sin afectar el drenaje natural de la zona, ni a la propiedad adyacente.
- Uniformizar criterios de diseño de las obras de drenaje vial.

II.- ANTECEDENTES:

La SCT propone una breve metodología para el desarrollo de estudios hidrológicos, donde no existe una diferenciación con el tipo de obra.

La CNA, cuenta también con metodologías, pero básicamente para obras mayores las cuales por comodidad se trabajan como obras menores, sin penar en las consecuencias que esto pudiera tener en un futuro.

Los organismos operadores de agua no cuentan con procedimientos para el desarrollo de estudios hidrológicos; por lo que se tendría que hacer un análisis detallado para abatir la problemática.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



III.- METODOLOGIAS

III.1 HIDROLOGÍA

III.1.1 Alcances

El Manual presenta recomendaciones de diseño generales para la elaboración de estudios de hidrología, hidráulica y drenaje, cuyas metodologías previamente a su aplicación deben ser validadas a las condiciones particulares de cada proyecto vial.

Este capítulo trata temas relacionados a las metodologías que permiten estimar los caudales de diseño de las obras que constituyen el sistema de drenaje proyectado de la carretera (drenaje superficial y subterráneo).

Partiendo del análisis de la información hidrológica y meteorológica disponible en el área de estudio, se presentan criterios de diseño y límites de aplicación de los métodos considerados, a fin de que el especialista seleccione la alternativa más apropiada para cada caso en particular.

La información hidrológica y meteorológica a utilizar en el estudio deberá ser proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e hidrología (SENAMHI), entidad que es el ente rector de las actividades hidrometeorológicas en el país. En lugares en que no se cuenta con la información del SENAMHI, y de ser el caso se recabará información de entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar, previa verificación de la calidad de la información.

El registro y estudio de las máximas avenidas anuales permite determinar, bajo cierto supuestos, la probabilidad de ocurrencia de avenidas de una cierta magnitud.

Se debe tener en cuenta que, las avenidas son fenómenos originados por el carácter aleatorio de las descargas de los ríos. La ocurrencia de crecidas de los ríos se describe en términos probabilísticas. Es decir, que cada avenida va asociada una probabilidad de ocurrencia.

Es importante señalar que los métodos y procedimientos que se describen en el presente capítulo abarcan únicamente la determinación de caudales líquidos provenientes de precipitaciones pluviales y no incluye la determinación de caudales provenientes de deshielos, inundaciones causadas por desborde de ríos y colapso de presas de irrigación. Asimismo, no incluye la estimación de caudales sólidos que puedan transportar los cursos naturales. Sin embargo, si el funcionamiento o vida útil de la obra de drenaje proyectada está supeditada al comportamiento de estos factores, el Proyectista deberá tomarlos en cuenta al efectuar los diseños de las obras de drenaje.

III.1.2 Factores Hidrológicos y Geológicos que inciden en el Diseño Hidráulico de las Obras de Drenaje



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



El presente artículo describe los factores que influyen en la obtención de diseños adecuados que garanticen el buen funcionamiento del sistema de drenaje proyectado, acorde a las exigencias hidrológicas de la zona de estudio.

El primer factor a considerar se refiere al tamaño de la cuenca como factor hidrológico, donde el caudal aportado estará en función a las condiciones climáticas, fisiográficas, topográficas, tipo de cobertura vegetal, tipo de manejo de suelo y capacidad de almacenamiento.

Los factores geológicos e hidrogeológicos que influyen en el diseño se refieren a la presencia de aguas subterráneas, naturaleza y condiciones de las rocas permeables y de los suelos: su homogeneidad, estratificación, conductividad hidráulica, compresibilidad, etc y también a la presencia de zonas proclives de ser afectadas por fenómenos de geodinámica externa de origen hídrico.

III.1.3 Estudios de Campo

Los estudios de campo deben efectuarse con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida: al estado actual de las obras de drenaje existentes, condiciones topográficas e hidrológicas del área de su emplazamiento. Asimismo el estudio de reconocimiento de campo permite identificar y evaluar los sectores críticos actuales y potenciales, de origen hídrico como deslizamientos, derrumbes, erosiones, huaycos, áreas inundables, asentamientos, etc. que inciden negativamente en la conservación y permanencia de la estructura vial (carreteras y/o puentes).

Se debe evaluar las condiciones de las estaciones pluviométricas e hidrométricas, así como la consistencia de los datos registrados.

Por otro lado, el estudio de reconocimiento de campo permite localizar y hacer el estudio correspondiente de todas las cuencas y/o microcuencas hidrográficas, cuyos cursos naturales de drenaje principal interceptan el eje vial en estudio.

Para la elaboración de un estudio o informe de Hidrología, la actividad de estudio de campo a lo largo del proyecto vial, es de carácter obligatorio, por parte del o los especialista (s) a cargo de los estudios hidrológicos e hidráulicos.

III.1.4 Evaluación de la Información Hidrológica

Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño.

De acuerdo a la información disponible se elegirá el método más adecuado para obtener estimaciones de la magnitud del caudal, el cual será verificado con las observaciones directas realizadas en el punto de interés, tales como medidas de marcas de agua de crecidas importantes y análisis del comportamiento de obras existentes.

La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables, asimismo dicha información deberá incluir los años en que se han registrado los eventos, esta información debe ser evaluada de tal manera que no se originen sobredimensionamientos en las obras.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Indiscutiblemente, la información hidrológica y/o hidrometeorológica básica para la realización del estudio correspondiente, deberá ser representativa del área en dónde se emplaza el proyecto vial.

III.1.5 Área del Proyecto - Estudio de la(s) Cuenca(s) Hidrográfica(s)

El estudio de cuencas está orientado a determinar sus características hídricas y geomorfológicas respecto a su aporte y el comportamiento hidrológico. El mayor conocimiento de la dinámica de las cuencas permitirá tomar mejores decisiones respecto al establecimiento de las obras viales.

Es importante determinar las características físicas de las cuencas como son: el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características del relieve, suelos, etc. Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la cobertura vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico. El estudio de cuencas hidrográficas deberá efectuarse en planos que cuenta el INEGI en escala 1:50,000.

III.1.6 Selección del Período de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros. El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Ecuación 1 Riesgo de falla

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

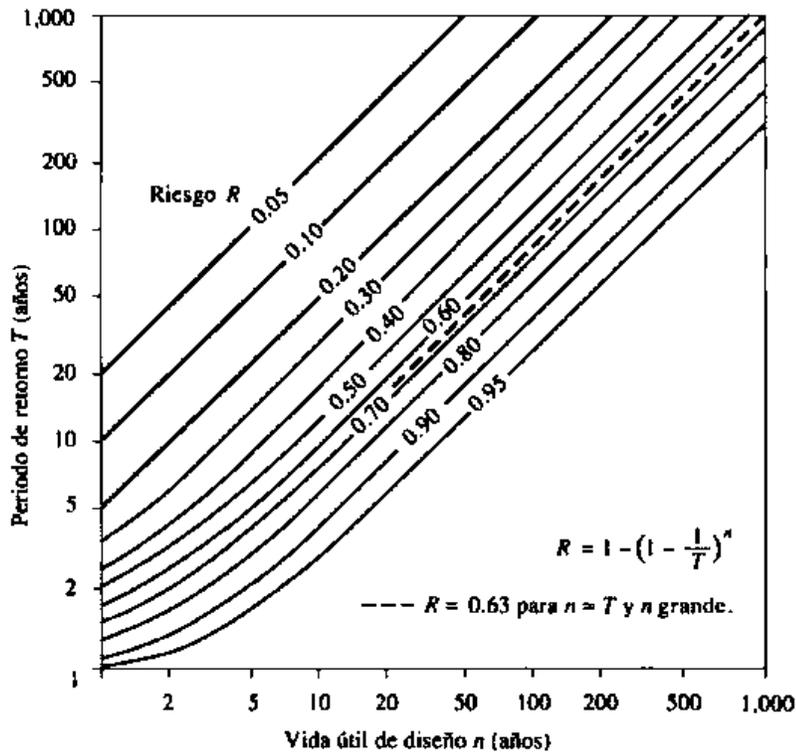


Figura N° 1. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil. (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)).

En la Tabla N° 01 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Tabla 1. Riesgos permisibles para la vida útil de las obras

RIESGO ADMISIBLE	VIDA UTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.5	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: MONSALVE, 1999.

De acuerdo a los valores presentados en la Tabla N° 01 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 2. Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puente (*)	25
Alcantarillas de paso quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descargas de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma(a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - **Vida Útil considerado (n)**

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

III.2 ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS

III.2.1 Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- I. Distribución Normal
- II. Distribución Log Normal 2 parámetros
- III. Distribución Log Normal 3 parámetros
- IV. Distribución Gamma 2 parámetros
- V. Distribución Gamma 3 parámetros
- VI. Distribución Log Pearson tipo III
- VII. Distribución Gumbel
- VIII. Distribución Log Gumbel

III.2.2 Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{s}\right)^2}$$

Ecuación 2 Distribución Normal

Donde:

función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.

S= parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

III.2.3 Distribución Log Normal 2 Parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(X \leq X_i) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\frac{(x-X)^2}{2s^2}} dx$$

Ecuación 3 Distribución Log Normal 2 Parámetros

Donde X y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación (2) se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, N(Y, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log \frac{x_i}{n}$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (e_i - \bar{Y})^2}{n-1}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = a/S^3y$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3$$

Ecuación 4 Desviación estándar transformada

Donde Cs es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



III.2.4 Distribución Log Normal 3 Parámetros

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{S_y}\right)^2}$$

Ecuación 5 Distribución Log Normal 3 Parámetros

Para $x > x_0$

Donde:

X_0 : parámetro de posición

U_y : parámetro de escala o media

S_y^2 : parámetro de forma o varianza

III.2.5 Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Ecuación 6 Distribución Gamma 2 Parámetros

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

III.2.6 Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Ecuación 7 Distribución Gamma 3 Parámetros

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



x_0 : origen de la variable x , parámetro de posición
 γ : parámetro de forma
 β : parámetro de escala

III.2.7 Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln-x_0)^{\gamma-1} e^{-(\ln-x_0)^\beta}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

Ecuación 8 Distribución Log Pearson Tipo III

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

III.2.8 Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Ecuación 9 Distribución Gumbel

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Donde:

- x: Valor con una probabilidad dada.
- \bar{x} : Media de la serie.
- k: Factor de frecuencia.

III.2.9 Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

Ecuación 10 Distribución Log Gumbel

III.2.10 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov, las cuales se describen a continuación.

a) Prueba χ^2

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1900, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$

Ecuación 11 Bondad de ajuste

Donde:

θ_i = Es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i : se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(l_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Asimismo; F(S_i) es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i, F(l_i) es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k-1-m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

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

El valor de $X_{1-\alpha, k-1-m}^2$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2 .

Cabe recalcar que la prueba del χ^2 , desde un punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones normal y Log normal.

b) Prueba Kolmogorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(xm)$ y la estimada $F(xm)$:

$$D = \max / |F_o(xm) - F(xm)|$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla N° 03). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de χ^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(xm) = m / (n+1)$$

Ecuación 12 Prueba Kolmogorov - Smirnov

Donde m es el número de orden de dato xm en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996).

Tabla 3. Valores críticos d para la prueba Kolmogorov – Smirnov

TAMAÑO DE LA MUESTRA	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: APARICIO, 1999.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



III.3 Determinación de la Tormenta de Diseño

Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillas de carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas.

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios.

III.3.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d}$$

Ecuación 13 Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y T_d es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del período de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDTR se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración.



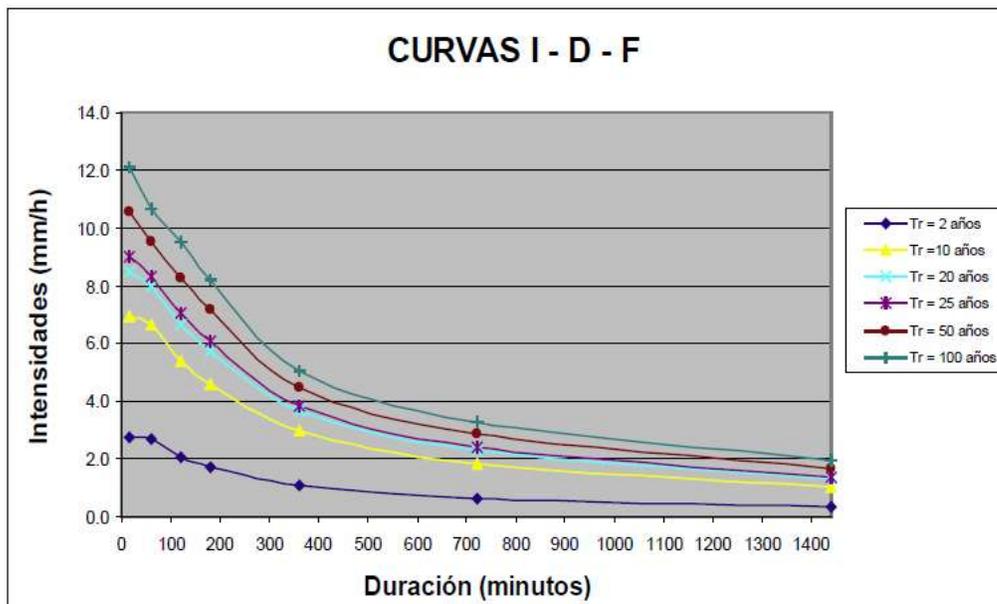
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticas según lo descrito anteriormente (Análisis Estadístico de Datos Hidrológico). Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. duración, teniendo como parámetro el período de retorno, tal como se muestra en el ejemplo (Ver Figura N° 02).

Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas.

Figura N° 2 Ejemplo Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima



Las curvas de intensidad – duración – frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica. Un modelo general es el siguiente:

$$I = \frac{\alpha}{(D+b)^m}$$

Ecuación 14 Intensidad de lluvia

Donde I es la intensidad de lluvia de diseño, D es la duración y a, b y m son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno, asimismo para su determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a, b y m por medio de regresión lineal.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (t_c) para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla N° 04 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Tabla 4. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora.

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HRS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.5
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.9
20	0.93
22	0.97
24	1
48	1.32

Fuente: Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito

Se puede establecer como un procedimiento lo siguiente:

1. Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempo de duración.
2. Ordenar de mayor a menor.
3. Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
4. Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
5. Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440}\right)^{0.25}$$

Ecuación 15 Precipitación total

Donde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm).

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

Ecuación 16 Intensidad máxima

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min).

III.3.2 Tiempo de Concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es:

$$t_c = t_o + t_f$$

Ecuación 17 Tiempo de concentración

Donde:



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



to: tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

tf: tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés = $\sum L_i / V_i$.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la Tabla N° 05.

Tabla 5. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULAS PARA t_c (MINUTOS)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$ L= Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S= pendiente promedio de la cuenca, m/m	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierta o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525(0.0000276i+c)L^{0.33}}{S^{0.333}i^{0.667}}$ i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035 \frac{(1.1-C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$ C = coeficiente de escorrentía del método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7L^{0.6}n^{0.6}}{10.4S^{0.3}}$ L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno- m/m.	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0.0136L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ L = longitud hidráulica de la cuenca	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



	mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.	como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
--	--	---

Fuente: * SCS Soil Conservation Service

III.3.3 Hietograma de Diseño

En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer la evolución de esos 100 mm. a lo largo de esas 5 horas.

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (alternating block method, Chow et al).

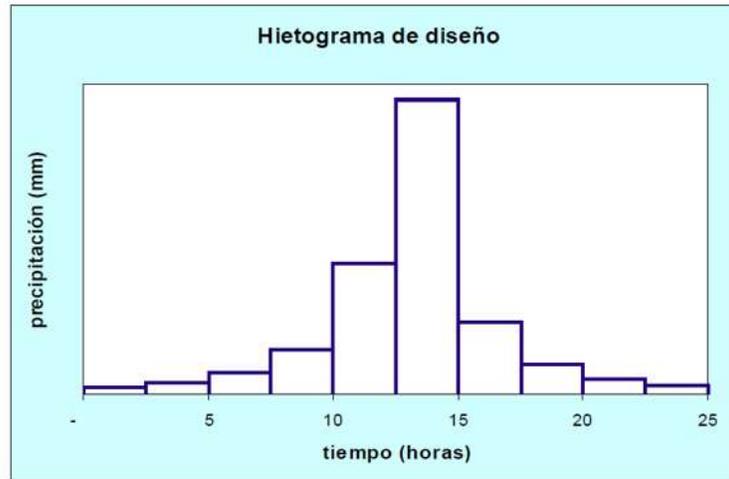
III.3.4 Método del Bloque Alterno

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño (Figura N° 03).



Figura N° 3 Hietograma de Diseño



III.3.5 Precipitación total y efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación vs. el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia-escorrentía. La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de interceptación y almacenamiento superficial

El hietograma de exceso de precipitación puede calcularse a partir del hietograma de precipitación en una o dos formas, dependiendo de si existe o no información de caudales disponibles para la tormenta.

III.3.6 Método SCS para abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$.

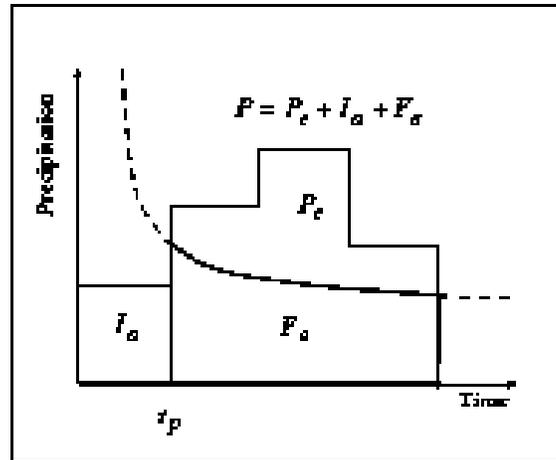


Figura N° 4 Variables en el método. (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))

Variables en el método

La

I_a : Abstracción inicial
 P_e : Exceso de precipitación
 F_a : Abstracción continuada



hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

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

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para P_e se encuentra:

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

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS (Ver Figura N° 05).

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = 0.2 S$$

Con base en esto:

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

Ecuación 18 Precipitación Efectiva

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva numero), correspondiente al área específica en estudio, valor que

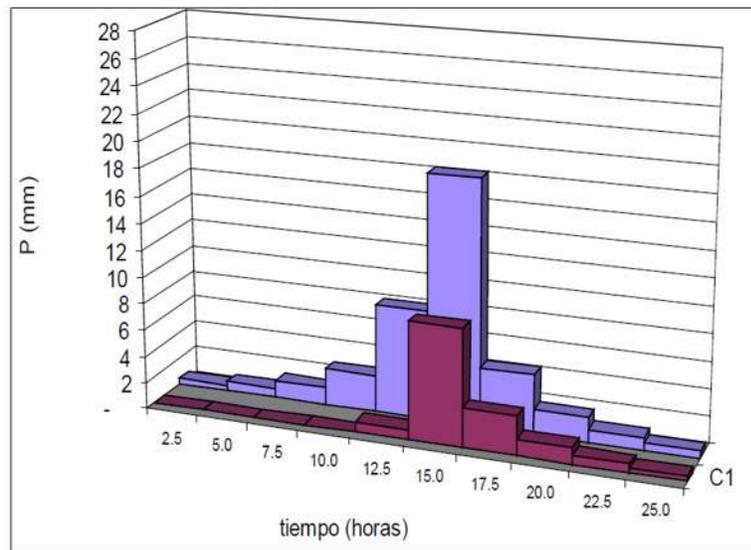


UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



debe ser obtenido mediante procesos de calibración. La calibración del parámetro CN se realiza con información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes; luego se corre el modelo hasta ajustar el hidrograma calculado con el observado en el campo. Es un proceso de prueba error en donde se ajusta el parámetro (CN) hasta obtener coincidencias entre ambos hidrogramas.

Figura N° 5 Hietograma de Precipitación efectiva



Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Ecuación 19 Curva CN

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

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

Ecuación 20 Curva CN Humedad Normal

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

Ecuación 21 Curva CN Condiciones Húmedas



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap.9.

2 Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

3. Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los sucesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

4. Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5. En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

(Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))

III.4 ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel).

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

A continuación se presentan algunas metodologías:

III.4.1 Método Racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, $A < 10 \text{ Km}^2$. Considerar que la duración de P es igual a tc.

La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 CIA$$

Ecuación 22 Descarga máxima de diseño, Racional

Donde:

Q : Descarga máxima de diseño (m^3/s)

C : Coeficiente de escorrentía (Ver Tabla N° 08)

I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A : Área de la cuenca (Km^2).



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 8. Coeficientes de escorrentía método racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA > 50%	ALTA > 20%	MEDIA > 5%	SUAVE > 1%	DESPRECIABLE < 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos interceptan el alineamiento de la carretera en estudio. En virtud a ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características.

III.4.2 Método Racional Modificado

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (Tc) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente:

$$Q = 0,278 CIAK$$

Ecuación 23 Descarga máxima de diseño, Racional Modificado

Donde:

Q : Descarga máxima de diseño (m³/s)

C : Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A : Área de la cuenca (Km²)

K : Coeficiente de Uniformidad

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

A) Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Ecuación 24 Tiempo de concentración



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

B) Coeficiente de Uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Ecuación 25 Coeficiente de Uniformidad

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (horas)

C) Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A)

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15)$$

Ecuación 26 Coeficiente de simultaneidad

Donde:

A : Área de la cuenca (Km^2)

D) Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = k_A P_d$$

Ecuación 27 Precipitación máxima

Donde:

k_A : Factor reductor

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

E) Intensidad de Precipitación (I)

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Ecuación 28 Precipitación máxima corregida

Donde:

P : Precipitación máxima corregida (mm)

T_c : Tiempo de concentración (horas)

F) Coeficiente de Escorrentía (C)

$$C = \frac{(P_d - P_0) * (P_d + 23 * P_0)}{(P_d + 11 * P_0)^2}$$

Ecuación 29 Coeficiente de escurrimiento



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Donde:

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

P_o : Umbral de escorrentía = $\left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$

CN : Número de curva

III.4.3 Hidrograma Unitario

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora).

El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg).

El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto es aplicable el principio de superposición; 2 cm de escorrentía producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma unitario, es decir, la suma de dos hidrogramas unitarios.

Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel $U(t-T)$ dada por:

$$q(t) = \int i(t)U(t-T)dt$$

Ecuación 30 Hidrograma de salida

Donde:

$q(t)$: función del hidrograma de salida

$i(t)$: función del hidrograma de entrada

Se debe tomar en cuenta que aún cuando las características físicas de la cuenca permanezcan relativamente constantes, las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes.

Las características de una tormenta son: La duración de la lluvia, el patrón intensidad – tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.

Podremos concluir, que el hidrograma unitario es el hidrograma de un centímetro (o una pulgada) de escorrentía directa de una tormenta con una duración especificada.

III.4.4 Obtención de hidrogramas unitarios

La obtención de los hidrogramas unitarios se parte de valores naturales registrados o se pueden generar hidrogramas sintéticos.

El mejor hidrograma unitario es aquel que se obtiene a partir de: una tormenta de intensidad razonablemente uniforme; una duración deseada; un volumen de escorrentía cercano o mayor a 1 cm (ó 1 pulg.)

El proceso de obtención de hidrogramas unitarios a partir de registros naturales de caudales es el siguiente:

- Separar el flujo base de la escorrentía directa.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



- Determinar el volumen de escorrentía directa.
- Las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa.
- Determinar el volumen de escorrentía directa.
- Las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa se dividen por la profundidad de escorrentía observada.
- Las ordenadas ajustadas forman el hidrograma unitario.

III.4.5 Hidrogramas sintéticos

Además de los hidrogramas naturales, existen hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

III.4.6 Hidrograma sintético triangular del SCS

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s.cm.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo de recesión, t_r , puede aproximarse a:

$$t_r = 1.67T$$

Ecuación 31 Tiempo de retraso

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{2.08A}{T_p}$$

Ecuación 32 Gasto pico

Donde:

A : es el área de drenaje en Km²

T_p : es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_p = 0.6t_c$$

Donde:

t_p: Tiempo de retardo (entre el centroide del hietograma y el pico de caudal) (h)

t_c: Tiempo de concentración de la cuenca.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



El tiempo de ocurrencia del pico, T_p , puede expresarse como:

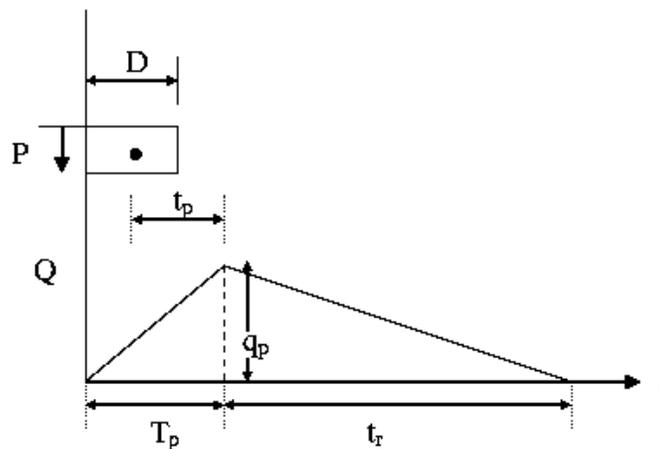
$$T_p = \frac{D}{2} + t_p$$

Ecuación 33 Tiempo de escurrimiento pico

Donde:

D: duración de la lluvia (h)

Figura N° 6 Hidrograma Unitario Triangular del SCS. (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))



Este método es recomendable tan solo para cuencas de hasta a 30 Km^2 . Es muy usado en cuencas sin muchos datos hidrológicos.

Para cuencas urbanas, donde t_p y t_c disminuyen por la impermeabilización y canalización se aplica:

$$t_p = t_p (\text{cuenca natural}) \cdot f_1 \cdot f_2$$

$$f_1 = 1 - M_a K$$

$$f_2 = 1 - M_c K$$

Donde:

M_a : Porcentaje de aumento de áreas impermeables.

M_c : Porcentaje de áreas canalizadas.

$$K = -0.02185 \text{ CN}^3 - 0.4298 \text{ CN}^2 + 355 \text{ CN} - 6789) * 10^{-6}$$

III.4.7 Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia t_r está relacionada con el retardo de cuenca t_p por:



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



$$t_p = 5.5 t_r$$

El retardo de cuenca está dado por:

$$t_p(\text{hr}) = 0.75 C_t (L * L_c)^{0.3}$$

Ecuación 34 Tiempo de retraso

Donde:

L : Longitud del curso principal en km.

L_c : Longitud del curso principal al centro de gravedad en km.

El caudal pico por unidad de área de drenaje en $\text{m}^3/\text{s} * \text{km}^2$ del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{2.75 C_p}{t_p}$$

A partir de un hidrograma unitario deducido en la cuenca se obtienen los valores de su duración efectiva t_r en horas, su tiempo de retardo en la cuenca t_p^R en horas y su caudal pico por unidad de área de drenaje q_p^R en $\text{m}^3/\text{s} * \text{km}^2 * \text{cm}$.

El retardo de cuenca estándar es:

$$t_p = t_p^R + (t_r - t_r) / 4$$

La relación entre q_p y el caudal pico por unidad de área de drenaje q_p^R del hidrograma unitario requerido es:

$$q_p^R = q_p t_p / t_{pr}$$

El rango de aplicación de este método es de 30 a 30 000 Km^2 .

III.4.8 Sistema de Modelamiento Hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)

El Sistema de Modelado Hidrológico es una aplicación desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

El HEC-HMS, representa la versión para Windows de la versión HEC-1, desarrollada para D.O.S, en la cual se han mejorado los conceptos hidrológicos, los resultados e hidrogramas producidos se almacenan en una base de datos que pueden usarse directamente por el HEC-RAS en la



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



elaboración de estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, predicción del flujo, reducción de los daños de las avenidas, etc.

Para poder utilizar este programa se debe disponer de la siguiente información:

Características de la precipitación, la intensidad se obtiene de las curvas I-d-f (Intensidad, duración, frecuencia), o puede ajustarse utilizando los procedimientos mencionados anteriormente. Es importante señalar que las precipitaciones parciales deben introducirse en intervalos fijos.

Características de la cuenca (Área, forma, Longitud del cauce principal, centro de gravedad, pendiente media del terreno, cobertura vegetal, tipo de prácticas de pastoreo, tipos de precipitación, etc).

Cuando se usa el HEC – HMS uno debe juntar los elementos que componen el sistema.

La cuenca se crea “seleccionando” los elementos de la columna izquierda, arrastrándolos al centro de la “zona de trabajo”. Los elementos se unen por medio de “tramos” (Reach, en la lista). Estos a su vez se adhieren a los elementos colocando sus extremos dentro de los mismos. Para poder editar los elementos, se presiona rápidamente dos veces sobre ellos hasta que aparezca la caja de diálogo en la que se deben incluir los datos respectivos. Los datos que se requieren para la cuenca, además del área (en km²) son tres:

a) Función de infiltración y los parámetros correspondientes. La función de infiltración debe escogerse de la siguiente lista:

- i. Servicio de Conservación de Suelos (SCS)
- ii. Green y Ampt
- iii. Inicial / Constante
- iv. Inicial / déficit.
- v. No hay pérdida

b) Función del hidrograma unitario y los parámetros correspondientes. La función del diagrama unitario debe ser escogerse de la siguiente lista:

- i. Clark.
- ii. Snyder.
- iii. SCS.
- iv. Clark modificado.
- v. Definido por el usuario.
- vi. Onda cinemática.

c) Función de recesión de las avenidas y los parámetros y variables correspondientes.

- i. Recesión.
- ii. Flujo constante mensual.
- iii. No hay flujo base.

En el caso de la función de infiltración, escogemos la del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, SCS. Se necesitan 3 tipos de datos: la pérdida inicial (en mm), el número de curva (CN) y el porcentaje de suelo impermeable en la cuenca. La pérdida inicial es la cantidad de lluvia en mm que se produce antes de ocasionar el flujo superficial. Por otro lado, el número de curva se define en base al tipo de suelo, cobertura vegetal, y prácticas de pastoreo. El porcentaje



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



impermeable está dado por el área ocupada por lagunas y zonas rocosas que para propósitos prácticos puede considerarse impermeable.

En el caso del hidrograma unitario, se utilizará la función de Snyder para exponer los parámetros necesarios. Se requieren básicamente dos: t_p , que es el tiempo en horas que transcurre entre el centro de gravedad de la precipitación y el caudal pico; y C_p que se estima en base a cuencas vecinas de características similares. El primer parámetro se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_p = C_1 C_t (L L_c)^{0.3}$$

En donde t_p es el tiempo, en horas, que transcurre entre el centro de gravedad de la precipitación ocasionada por una tormenta, C_1 es igual a 0.75 en el Sistema Internacional y C_t es “un parámetro deducido en base a cuencas con instrumentos de medición de la misma región”. L es la distancia, en kilómetros del cauce principal de la cuenca desde la divisoria hasta la salida y L_c es la distancia (en kilómetros) desde el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca hasta la salida. C_p varía entre 0.4 y 0.8, según la pendiente y capacidad de almacenamiento de la cuenca.

En quebradas intermitentes el flujo base puede considerarse igual a cero, pero en quebradas mayores el flujo debe estimarse en base a mediciones realizadas a lo largo de varios años y posiblemente establecer valores de flujo base mensual. Los datos de salida se presentan en forma tabular, sintetizadas en un sumario o gráfica.

Las estimaciones obtenidas usando el programa mencionado deben ser usadas de manera prudente por el especialista, el cual debe tener un conocimiento cabal de la región del mundo en la cual se desempeña.

En una cuenca pequeña es probable que no sea necesario unir varias subcuencas para obtener el caudal de salida, mientras que en cuencas mayores es necesario realizar el tránsito de avenidas.

Los métodos que se utilizan comúnmente son los siguientes:

- i. Muskingum
- ii. SCS
- iii. Muskingum – Cunge.
- iv. Onda Cinemática

Las variables de entrada del método de Muskingum son K y X , que se basan en mediciones de hidrogramas realizados en el cauce. K es una medida del tiempo de transporte de una onda de un punto a otro, expresándose en unidades de tiempo (horas) y X es una variable adimensional que fluctúa entre 0 y 0.3 y que tiene un valor típico de 0.2.

En el método del SCS sólo se especifica un tiempo de retraso de la onda. Básicamente se “traslada” la onda de un tiempo a otro sin tomar en cuenta las pérdidas por fricción. Tanto el método de la Onda Cinemática como el método de Muskingum – Cunge requieren datos de la geometría del canal principal, el cual se modela asumiendo que el canal es un trapecio, un triángulo o un círculo. Se necesita por lo tanto el ancho de la base (o diámetro), la inclinación de los taludes (z), el coeficiente de rugosidad del cauce (n = coeficiente de Manning), la pendiente de la línea de energía, S_f y la longitud del tramo, L . La pendiente de la línea de energía se asume igual a la pendiente del canal en el tramo de interés.



III.4.9 Otras Metodologías

Otra metodología es la identificación en el campo de indicadores de altura de agua durante la inundación que, junto con las características geométricas de la sección del sitio, son usados en cálculos hidráulicos estándar para estimar los picos de caudal.

Este método se basa en las características del flujo crítico (Chow, 1959) y requiere de la selección previa en campo de aquellas secciones en las cuales se cumplen las condiciones de flujo crítico durante una inundación dada. Sin embargo, presenta la ventaja de no depender de la estimación arbitraria de variables tales como rugosidad o pendiente. En cauces de sección no rectangular, la velocidad crítica (V_c) se define como la raíz cuadrada del calado crítico (y_c) multiplicado por la aceleración de la gravedad ($g= 9.8 \text{ m/s}^2$). El caudal (Q) que circula a través de la sección es calculado usando la ecuación: $Q= A_c \cdot V_c$ (m^3/s), donde A_c es el área de la sección.

A partir de datos empíricos de numerosos cauces contendientes superiores a 0.002 m/m, Jarrett (1984-1987) ha desarrollado una ecuación que permite predecir el valor de n usando el gradiente de energía S (m/m) y el radio hidráulico R en metros, $n= 0.32R^{0.38}S^{-0.16}$.

Así la ecuación de Manning puede ser reformulada para calcular la velocidad del flujo y el caudal en cauces naturales con pendientes altas adquiriendo la siguiente forma:

$$V=3.17R^{0.83} S^{0.12}$$

Ecuación 35 Velocidad media

$$Q=3.17AR^{0.83} S^{0.12}$$

Ecuación 36 Gasto punta

Donde:

V : velocidad media del flujo (m/s)

Q : Caudal punta (m^3/s)

A : área de la sección mojada (m^2)

S : gradiente de energía que puede ser sustituido por la pendiente de la superficie del agua o la pendiente del lecho.

Otra metodología es la que resalte la influencia de El Fenómeno “El Niño”, en especial en la Vertiente del Pacífico, donde es necesario un tratamiento especial del análisis para determinar el caudal de diseño.

Según los antecedentes, “El Fenómeno El Niño / Oscilación Sur” (“ENOS”), tiene impactos globales en el planeta y tiene su origen en la interacción océano – atmósfera, los efectos en el continente se manifiesta alterando el régimen de caudales de los ríos, incrementando significativamente unos y generando fuertes déficit en otros. Según los antecedentes el “ENOS”, ha tenido gran influencia sobre la vertiente del Océano Pacífico, variando de Norte a Sur según los años. Los Niños Extraordinarios del 82/83 y 97/98 tuvieron un impacto generalizado en toda la vertiente, creando condiciones de excesos hídricos que provocaron desastres.

El Análisis de caudales máximos permitirá determinar los caudales máximos instantáneos producidos en diferentes escenarios de Eventos “ENOS”. La información utilizada son caudales máximos diarios y máximos instantáneos de la información disponible. En estaciones que no cuentan con información, se aplicaran extrapolaciones y relaciones empíricas como las



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



desarrolladas por Tucci (1991), las cuales permiten obtener los caudales máximos instantáneos, cuyas relaciones matemáticas son:

Cuencas menores de 3500 km²

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{md}}(1 + 2.66 A^{-0.30})$$

Ecuación 37 Gasto máximo

Cuencas menores de 3500 km²

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{md}}(1 + 1.2 A^{-0.036})$$

Siendo:

Q_{máx} : caudal máximo instantáneo

Q_{md} : caudal máximo diario

A : área de la cuenca de recepción en el punto de control hidrométrico.

Se pueden considerar los siguientes valores:

- Superficie mayor a 3000 Km² 1.2
- Superficie comprendida entre 1000 y 3000 km² 1.3
- Superficie comprendida entre 800 y 1000 km² 1.4
- Superficie comprendida entre 600 y 800 km² 1.6
- Superficie comprendida entre 400 y 600 km² 2.0
- Superficie comprendida entre 200 y 400 km² 2.5
- Superficie menor a 200 km² de 3.0 hasta 5.0

Generalmente, se admite un coeficiente variando entre 1.2 y 2.2 (con valor promedio de 1.6) con una probabilidad de 90% para esta relación.

III.4.10 Avenida de Diseño

La Avenida de Diseño es el caudal que se escoge, mediante diversas consideraciones, para dimensionar un proyecto (o una parte de él). Para su determinación se usa la información básica proporcionada por el estudio hidrológico (Estimación de Caudales) y se incorporan los conceptos correspondientes a riesgo, vulnerabilidad, importancia y costo de obra y muchos otros más, como por ejemplo el tipo de río y de puente. En nuestro país, existe escasez de datos, por lo que juegan un papel muy importante la experiencia y el buen tino del ingeniero proyectista para escoger la Avenida de Diseño. Dentro de los criterios para la selección de los valores posibles están los relativos al máximo nivel alcanzado por el agua, la capacidad del encauzamiento, si fuese el caso las máximas socavaciones y muchas otras más.

La avenida de Diseño debe escogerse de modo de garantizar la estabilidad del río y del puente y teniendo en cuenta la evaluación de los daños potenciales involucrados en una potencial falla. Se debe tener en cuenta además que los dos últimos meganiños (1983 y 1998), tuvo como característica, desde el punto de vista hidrológico y en relación con la estabilidad de las estructuras, es la aparición de avenidas de larga duración, de varios días.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



III.5 MANUAL DE DRENAJE DE CAMINOS

Estas obras, que a veces se llaman también drenaje transversal, son las que tienen por objeto dar paso expedito al agua que, por no poder desviarse en otra forma, tenga que cruzar de un lado a otro del camino.

Ordinariamente se denominan obras de arte estas construcciones y comprenden los puentes y alcantarillas.

Los puentes son estructuras más o menos grandes (de más de 5 m o 10 m. de claro) que se usan para salvar un obstáculo natural o artificial. Las alcantarillas son estructuras más o menos pequeñas (comúnmente menos de 5 m. ó 10 m.) que se usan para dar paso al agua de pequeños arroyos o al agua de lluvia, a través del camino. Sin embargo, la diferencia fundamental entre los puentes y las alcantarillas no estriba en el tamaño, ya que hay alcantarillas que pueden exceder mucho más dimensiones y llegar a ser de 30 m. Es difícil señalar una diferencia precisa entre las alcantarillas y los puentes., no obstante las características que más los distinguen es que las alcantarillas llevan un colchón de tierra y los puentes no.

Las alcantarillas se pueden usar para desaguar a los arroyos, cañadas, etc., talweges hondonadas, puntos bajos de perfil, alcantarillas de alivio, etc. Así mismo trataremos estructuras diversas afines con las alcantarillas, tales como sifones, vados. etc.

Una alcantarilla consiste en dos partes, el cañón y los muros de cabeza. El cañón forma el canal de la alcantarilla y es la parte esencial de la estructura. Los muros de la cabeza sirven para impedir la erosión alrededor del barril, para guiar la corriente y para evitar la erosión alrededor del barril, para guiar la corriente y para evitar que el terraplén invada el canal. No obstante, los muros de cabeza se pueden omitir alargando el cañón.

Según la forma del cañón, las alcantarillas de cajón y alcantarillas de bóveda. También se pueden clasificar de acuerdo con el material de que están hechas.

Aún cuando los fondos estén limitados deben hacerse todas las estructuras necesarias en un camino (inclusive usando los tipos más económicos), no sólo para proteger al camino, si no para establecer un sistema razonable de drenaje de una vez por todas, pues una estructura mal localizada ocasiona frecuentemente trastornos y además, los cambios de canales, etc. son posteriormente muy costosos e inconvenientes, tanto por las modificaciones que implican al camino mismo, como porque los propietarios de terrenos adyacentes pueden resultar perjudicados por el cambio de curso de canales, arroyos, zanjas, etc.

Como norma general debe siempre tenerse presente que la única economía que puede hacerse en el drenaje es eligiendo el tipo más económico de estructura para cada caso, pero no tratando de omitir alcantarillas, o de reducirles su área hidráulica o su longitud o su resistencia, pues todo ello es a la larga antieconómico.

Por lo demás, el costo del alcantarillado no pasa, en general, del 5% del costo total de camino, lo cual indica que el costo del camino no incrementa notablemente si el proyecto del sistema de drenaje se hace con libertad.

Para cada una de las estructuras anteriormente mencionadas estudiaremos, como se hizo para obras de captación y defensa, la manera de determinar:



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



- a) Localización
- b) Área hidráulica necesaria.
- c) Sección, pendiente y elevación del fondo.
- d) Longitud de la estructura.
- e) Tipo económico.
- f) Proyecto constructivo.

IV. APLICACIÓN AL TRAMO CARRETERO EN ESTUDIO

La metodología a seguir para el llenado de datos está dada por dos métodos:

Primero: La elección de la estación base de acuerdo de acuerdo a los siguientes criterios: Se elegirá aquella estación que tenga una menor distancia al centro del gravedad o la que pueda estar dentro de la cuenca, la que tenga el mayor porcentaje de datos llenados con un periodo de años mayor a 25 años, la que tenga la mayor área de influencia en la cuenca mediante los polígonos de Thiessen.

Una vez selecciona la estación base, se comparan sus datos de precipitación con los de las estaciones cercanas a ella (Estaciones circundantes) y se seleccionan aquellas que tengan una alta correlación con la estación base (Procedimiento realizado con una extensión del AutoCAD llamada GDCLIMEX).

Mediante una gráfica de correlación de cada estación seleccionada contra la estación base, se obtendrá la ecuación de regresión lineal que nos servirá para hacer el llenado de datos faltantes de nuestra estación base.

Segundo: Se hará una comparación de las precipitaciones medias totales anuales de la estación base con las estaciones circundantes, dándole un rango del $\pm 10\%$ de diferencia entre sus datos y ver si cumple o no con esta condición.

Una vez viendo cuál de las estaciones cumple esta condición, se realizara el llenado de los datos faltantes con el método del inverso de la distancia al cuadrado; el cual consiste en obtener la distancia euclidiana de las estaciones cercanas; dichas estaciones tienen que estar en los cuatro cuadrantes de la estación base, obtener los pesos (W) que tiene cada estación hacia la estación base (Nota: De las estaciones seleccionadas para el llenado, el dato faltante en la estación base tiene que estar en todas las estaciones seleccionadas y multiplicarlas por su peso (w) correspondiente, ya que el mínimo de estaciones que se acepta son dos, y deben de tener el mismo dato en la misma fecha, tomando en cuenta que el peso (W) varía cuando son menos estaciones.).

Los dos métodos anteriores se someten a un análisis de las características estadísticas básicas donde se compararan las medias de cada mes, la varianza y el sesgo; dichos parámetros no deberán de superar el $\pm 20\%$ de diferencia.



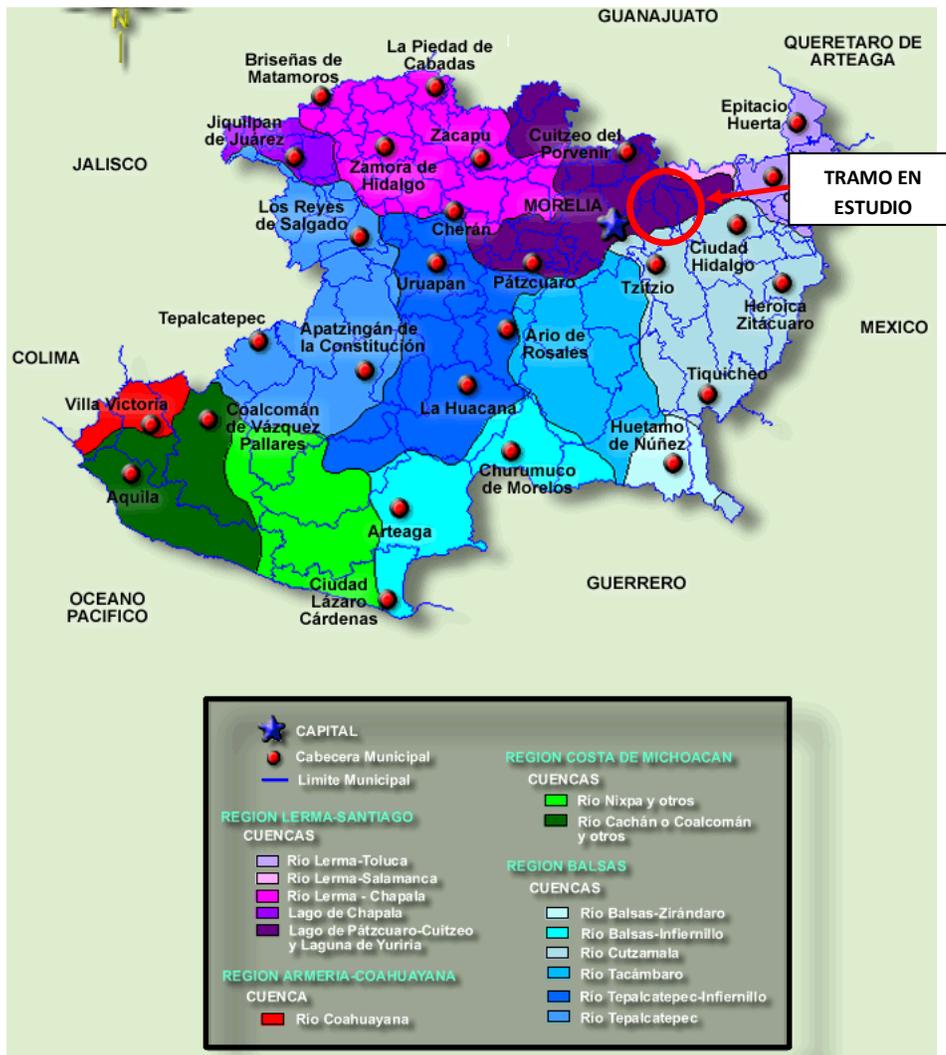
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Para el llenado de las precipitaciones máximas 24 horas se utilizara la estación base llenada junto con las Pmax 24hrs originales de la estación base. El método de llenado, será similar al método primero antes mencionado con la ecuación de regresión lineal. Llenadas la Pmax 24 hrs se volverá a realizar la comparación de las características estadísticas básicas.

IV.1 CUENCAS HIDROLOGICAS

Figura N° 7 Cuencas hidrológicas



El tramo en estudio se localiza en la región LERMA – SANTIAGO, en la cuenca del Lago de Patzcuaro-Cuitzeo y laguna de Yuridia.



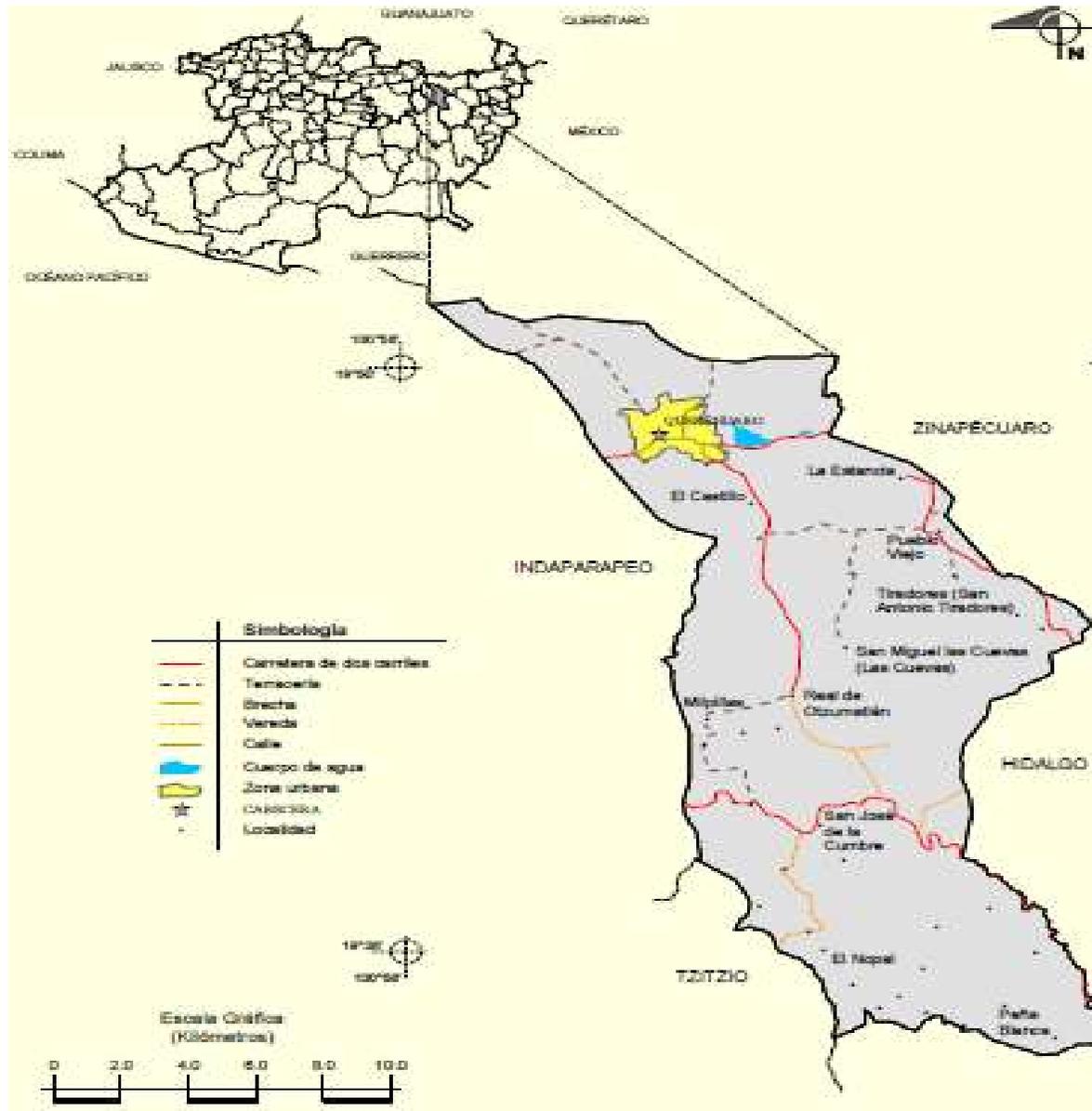
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.2 LOCALIZACIÓN

El tramo carretero; del cual es objeto este estudio se encuentra ubicado en Municipio de Queréndaro, Michoacán y se pretende unir la cabecera Municipal que es Queréndaro con las poblaciones de el Castillo, Rio de Parras y El Real de Otzumatlán y a su vez, a este se le unirán los caminos de El Real de Otzumatlán y El Real de Otzumatlán con Milpillan.

Figura N° 8 Localización





UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.3 CLIMATOLOGIA

Figura N° 9 Climas



El clima que le corresponde a esta zona es el clima semicálido subhúmedo con lluvias en verano.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



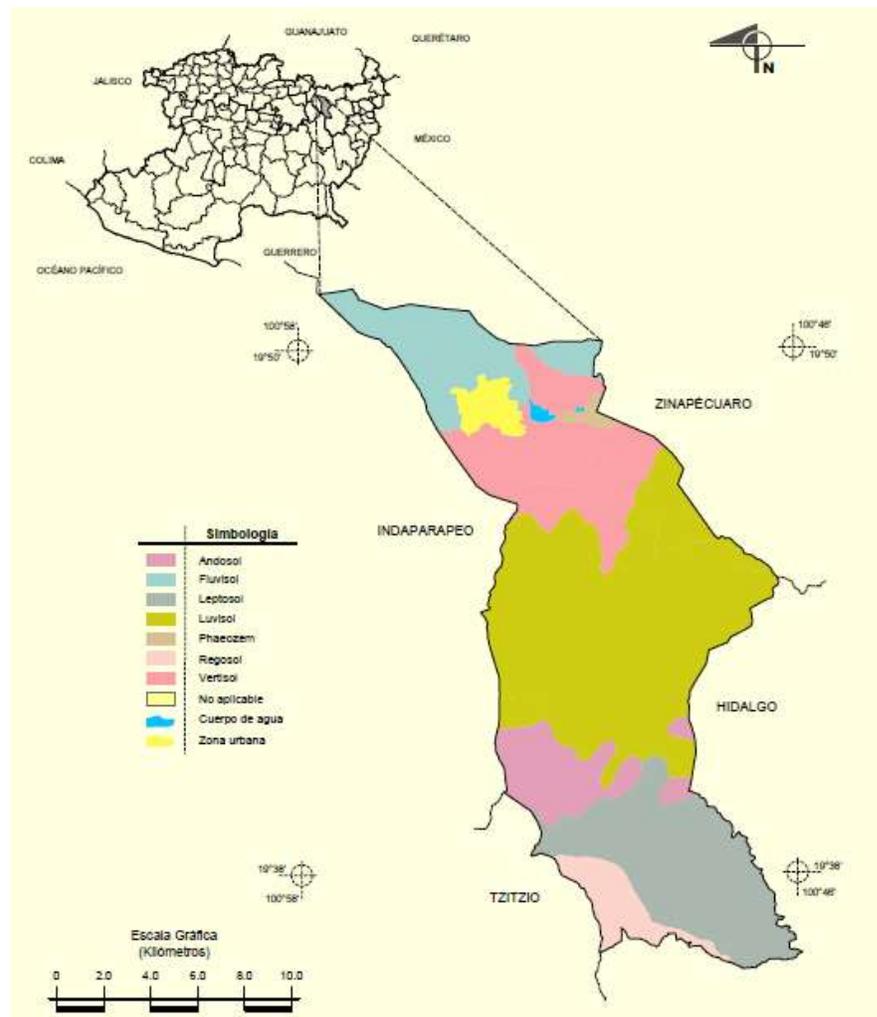
IV.4 GEOLOGIA

La geología está comprendida por la era cenozoica, del periodo terciario (65 a 1.7 millones de años). El periodo cuaternario, corresponde de 1.7 millones de años a hoy. En su gran mayoría corresponden a las rocas ígneas extrusivas, es muy común encontrar tobas, brechas volcánicas, riolitas, andesitas y en mayores cantidades basalto.

IV.5 EDAFOLOGIA

Suelo dominante Luvisol (41.37%), Leptosol (18.20%), Vertisol (15.48%), Fluvisol (10.47%), Andosol (7.37%), Regosol (4.04%) y Phaeozem (0.70%).

Figura N° 10 Tipos de suelo





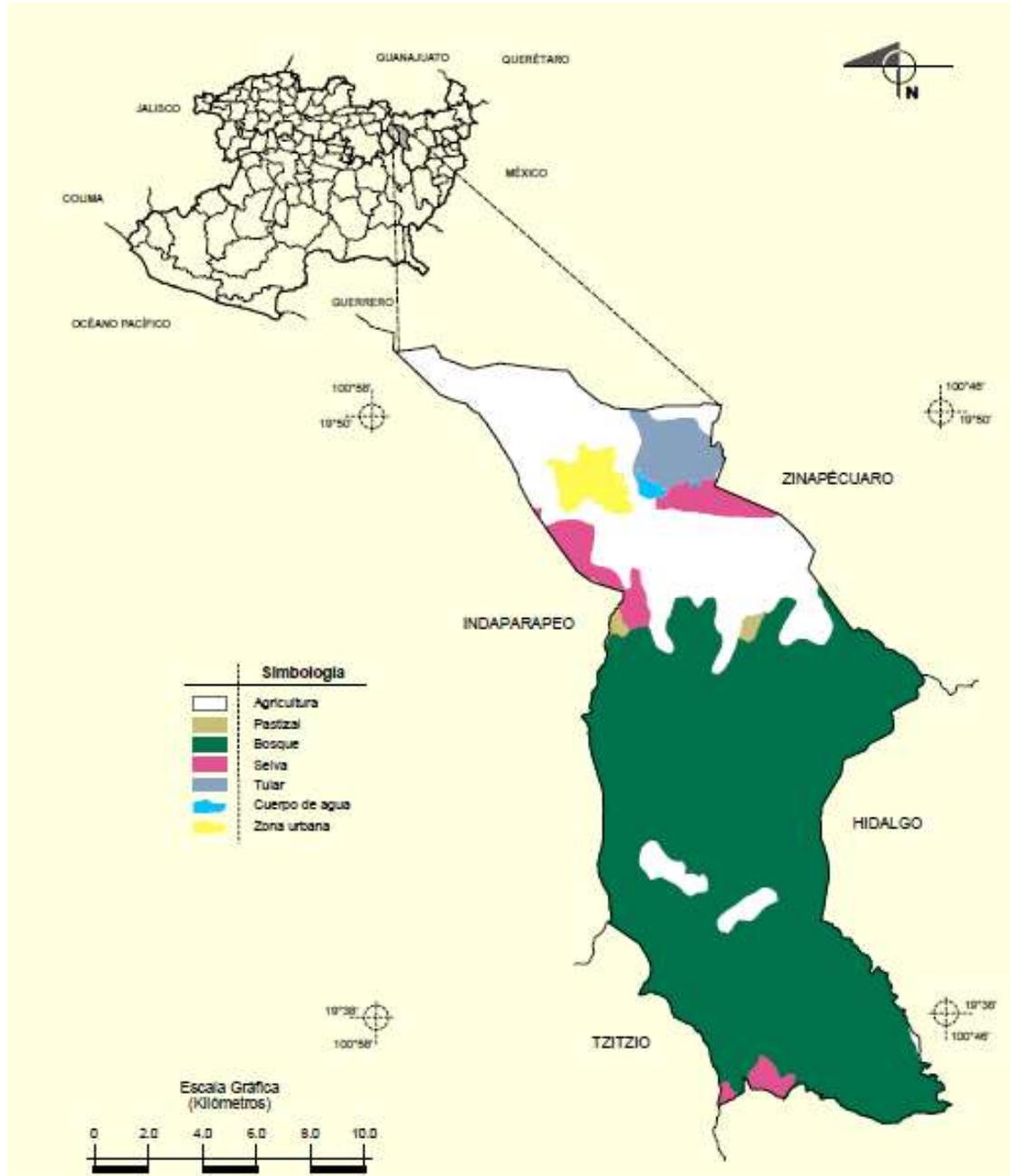
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.6 USO DE SUELO

Agricultura (25.14%) y Zona urbana (2.11%).

Figura N° 11 Uso de suelos





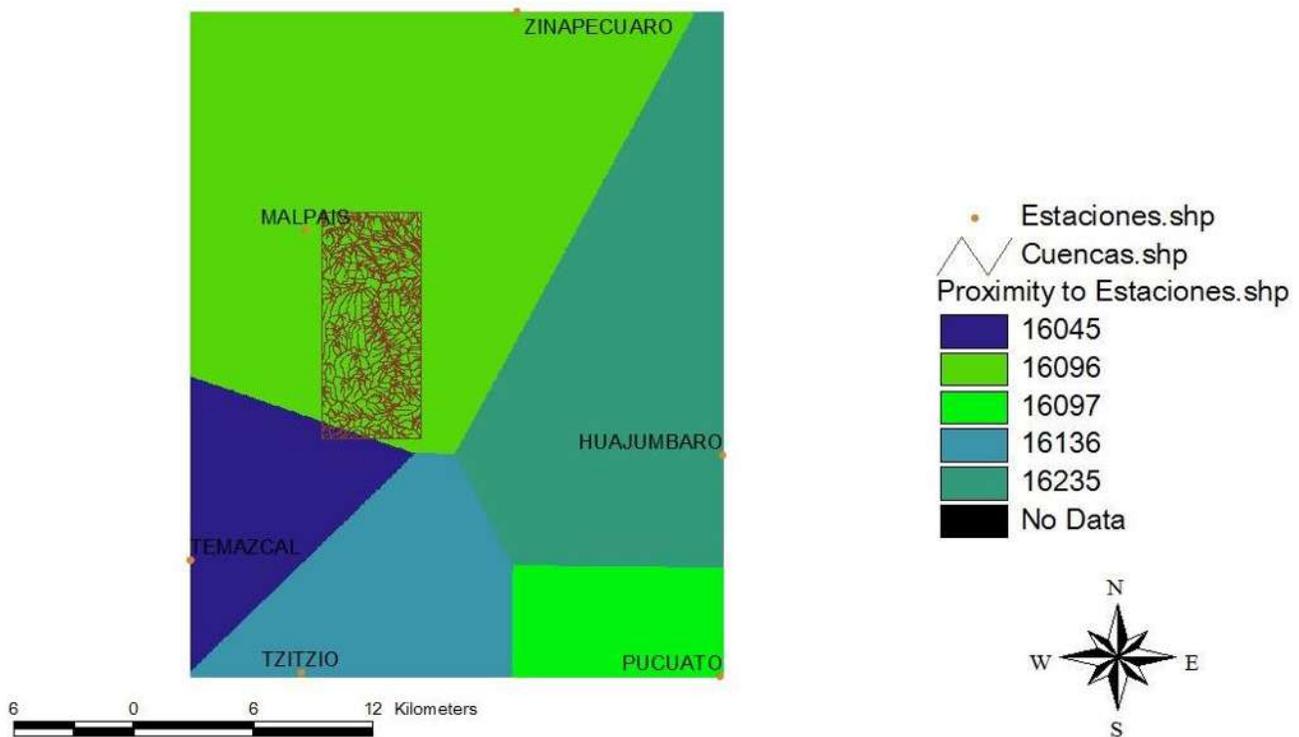
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



En este estudio hidrológico se seguirán las metodologías de acuerdo a las normas y requisitos de la CNA Y SCT las cuales norman el proceso del Estudio Hidrológico para una obra mayor llamada Puente, se llevara a cabo mediante programas de sistemas de información computacionales llamados Arcview y ArcGIS, los cuales serán una herramienta de apoyo para realizar un estudio hidrológico de calidad, el tramo comprende: del Km. 0+000 al Km. 11+938, puesto que es un proyecto bajo las condiciones y normativas de la SCT.

Figura N° 12 Estaciones principales

POLIGONOS DE THIESEN





UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.7 DESCRIPCIÓN METODOLOGICA

El presente estudio tiene como objetivos la determinación de la disponibilidad hídrica natural superficial de cada una de las cuencas que cruzan el camino en estudio; así como la determinación del gasto de diseño de cada una de ellas.

Para cada uno de los estudios existen tres etapas bien definidas: la cuenca, las precipitaciones y los modelos que permitan determinar la disponibilidad hídrica o gasto de diseño; El estudio de las cuencas se focaliza en el entendimiento de la características geomorfológicas y su relación con su capacidad de almacenar y velocidad de respuesta de cada una de las cuencas.

Dentro de las características esenciales para el uso como insumo posterior, es el área de cada una de las cuencas, pendiente de la corriente principal, Número de escurrimiento, Parámetro K, tiempo de concentración.

El estudio de las precipitaciones está orientado además de determinar las curvas PdT, en el entendimiento temporal y espacial de la precipitación. El estudio de precipitaciones consta de etapas como: la gestión de datos, el paso de la precipitación diaria a horaria asociada a periodos de retorno, análisis espacial y temporal del régimen de lluvias. En la gestión de las precipitaciones solo se cuenta con la selección de las estaciones principales; evaluación de la consistencia de las series de precipitación que puede ser básica y específica, llenado de datos en las series de precipitación. En el traslado de la precipitación de diaria a horaria existe en la bibliografía diversos métodos, todos muy diferentes, unos más laboriosos que otros. Luego de haber sido pasada la precipitación a horaria es posible construir la curva PdT, útiles para elaborar la tormenta de diseño.

Dentro de los modelos que permiten determinar la disponibilidad se hará uso de la Norma Mexicana para la obtención del coeficiente de escurrimiento y este a su vez permite el volumen de escurrimiento de las cuencas. Para la determinación del gasto de diseño se evalúa más de 4 modelos lluvia escurrimiento, estos son el hidrograma unitario triangular, Chow, Racional, entre otros.

IV.8 CARACTERISTICAS DE LAS CUENCAS

Para la determinación de las características de cada una de las cuencas es necesario primero generar la cuenca al punto de salida del camino en estudio, estas se realizaron con el apoyo de herramientas informáticas como los sistemas de información geográfica ARCVIEW.

Se requirió como insumo los Modelos Digitales de Elevaciones (MDE) de la zona en estudio, estas son las cartas E14A14 que corresponde a Tzitzio y E14A24 que corresponde a Zinápecuaro.

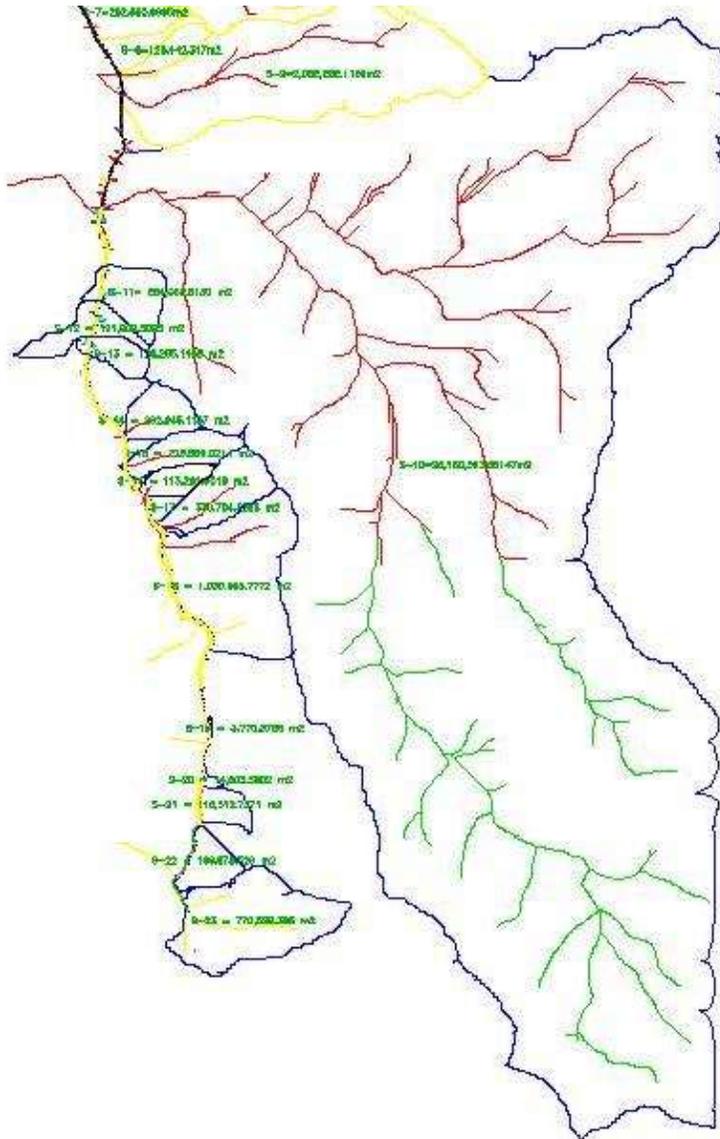
En su mayoría las **áreas** de las cuencas resultaron menores a los 25 km² por lo que las cuencas son **Muy Pequeñas**, dando una cuenca mayor a 25 km² quedando clasificada como **Pequeña** de acuerdo a lo indicado en la cuenca en estudio corresponde a la primera parte de la zona en estudio.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Figura N° 13 Cuenca en estudio



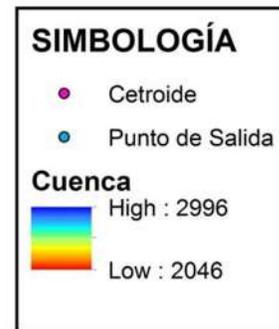
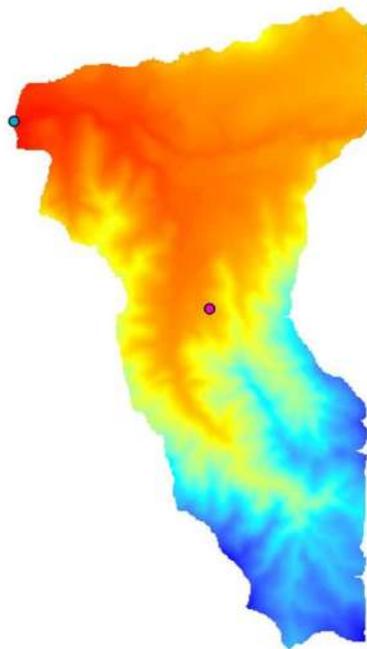


UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Figura N° 14 Centroíde de la Cuenca

GENERALIDADES DE LA CUENCA



1:60,000

00.375 1.5 2.25 3 Kilometers

IV.9 FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca se puede deducir con el apoyo de indicadores: **el índice de forma**, llamado también factor de forma es de **0.028**, cuando tiende a cero como es el caso la cuenca tiende a ser alargada; **el coeficiente de compacidad** también define la forma de la cuenca y para la cuenca se tiene el valor de **1.661**, que nos indica una cuenca alargada; y la **relación de elongación** es otro índice que define la forma de la cuenca, el valor para la cuenca es de **0.2158**, mantiene un valor menor a la unidad e indicando también una cuenca alargada. La forma alargada de la cuenca nos da la idea de un tiempo de concentración grande comparado con el tiempo de concentración de cuencas redondeadas, o con cuencas con índices de forma cercanos a 1. Esto se traduce a confirmar que la respuesta en la cuenca es más lenta que la una cuenca redonda.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.10 RED DE DRENAJE DE LA CUENCA

Al cauce principal de la cuenca se le incorporan diversos tributarios en su recorrido, los cuales son corrientes intermitentes.

La **relación de bifurcación** determinada para la cuenca es **0.8**, nos indica una importante bifurcación de la cuenca o respuesta. De igual forma la **Densidad de Drenaje** para la cuenca es de 2.0374, un indicador de la disponibilidad hídrica e indica los km de río por km² de cuenca. Luego, la **Densidad de Corrientes** que nos indica la cantidad de corrientes por km² de cuenca, cuyo valor es 6.001

El **orden de la cuenca** es **4**, lo que nos indica un grado de ramificación alto, de alguna manera deducida con el valor del índice de bifurcación.

PARÁMETRO	VALOR	UNIDADES	DESCRIPCIÓN
CENTROIDE EN X	307,380.02	UTM	Centroide en la dirección x
CENTROIDE EN Y	2,184,621.42	UTM	Centroide en la dirección y
AREA	26,160,593.70	m ²	También llamada en ocasiones área de drenaje, es el área plana (en proyección horizontal) delimitada por el parteaguas de la cuenca, es la proyección de la superficie que recibe las aguas de las precipitaciones.
PERIMETRO	30,332.61	M	Las cuencas tienen como límite una frontera natural llamada "parteaguas", esta frontera es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico, separando así dos cuencas vecinas o colindantes. Por lo que el perímetro de la cuenca es la longitud de tal línea en proyección horizontal.
LONGITUD AXIAL	4,408.484	M	Longitud axial de la cuenca
ELEVACIÓN MEDIA	2,515	msnm	Es el valor medio de las elevaciones presentes en la cuenca.
PENDIENTE MEDIA	1.21	%	Pendiente media de la cuenca. Este parámetro es de importancia pues da una idea de la velocidad media de la escorrentía, su poder de arrastre y su potencial de erosión sobre la cuenca.

Tabla 9. Características de la cuenca

PARÁMETRO	VALOR	UNIDADES	DESCRIPCIÓN	FORMULA
ÁREA	26,160,593.70	m ²	También llamada en ocasiones área de drenaje, es el área plana (en proyección horizontal) delimitada por el parteaguas de la cuenca, es la proyección de la superficie que recibe las aguas de las precipitaciones.	



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



PARÁMETRO	VALOR	UNIDADES	DESCRIPCIÓN	FORMULA
PERÍMETRO	30,332.61	m	Las cuencas tienen como límite una frontera natural llamada "parteaguas", esta frontera es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico, separando así dos cuencas vecinas o colindantes. Por lo que el perímetro de la cuenca es la longitud de tal línea en proyección horizontal.	
LONGITUD DE LA CUENCA	9,027.33	m	Con el punto de salida y la red de drenaje, se está en posibilidad de calcular la longitud de la cuenca. Hay que recordar que la longitud de la cuenca, es la longitud de la línea recta que va desde el punto de salida de la cuenca, hasta el parteaguas de la misma.	
ÍNDICE DE FORMA	0.32102		El índice de forma, llamado también en ocasiones factor de forma es un índice que permite establecer la tendencia morfológica general en función de la longitud axial de la cuenca, y de su ancho promedio. Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda en la medida que el índice tiende a uno.	$K_f = \frac{A}{L^2}$ <p>Donde: A= Área en metros cuadrados L = Longitud de la cuenca en metros Ecuación 38. Índice de Forma</p>
COEFICIENTE DE COMPACIDAD	1.661		También llamado índice de Gravelius, el coeficiente de compacidad es una relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia con la misma superficie de la cuenca. Este coeficiente define la forma de la cuenca, respecto a la similitud con formas redondas.	$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = \frac{0.28P}{\sqrt{A}}$ <p>$K_c = \text{coef. de compacidad}$ P= Perímetro en metros A= Área de la cuenca Ecuación 39. Coeficiente de Compacidad</p>
RELACIÓN DE ELONGACIÓN	0.623		La relación de elongación ha sido definida como el cociente entre el diámetro de un círculo que tiene igual área que la cuenca y la longitud de la misma.	$R_e = \frac{D}{L} = \frac{1.28\sqrt{A}}{L}$ <p>$R_e = \text{Relacion de elongacion}$ D = Diámetro del círculo (área de la cuenca) L = Longitud de la cuenca en metros Ecuación 40. Relación de Elongación</p>
RELACIÓN DE BIFURCACIÓN	0.8		Se define como el resultado de dividir el número de canales de un orden dado, entre el número de canales del orden inmediatamente superior	$R_b = \frac{N_n}{N_{n+1}}$ <p>Dónde: R_b = Relacion de bifurcacion N_{n+1} = Numero de canales de orden n+1(Orden de la cuenca) Ecuación 41. Relación de Bifurcación</p>



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



PARÁMETRO	VALOR	UNIDADES	DESCRIPCIÓN	FORMULA
LONGITUD DEL CAUCE	10,501.557	m	Es la longitud del cauce principal, esto es, el cauce más largo presente dentro de la cuenca en metros	
DENSIDAD DE DRENAJES	2.0374	Km ⁻³	La densidad de drenajes se refiere a la cantidad de drenajes expresada en términos de longitud, en la superficie de una cuenca expresada en unidades de área. Principalmente se utiliza para determinar la disponibilidad hídrica de la cuenca en cada uno de sus sectores, asumiendo directa proporcionalidad entra la densidad y la disponibilidad de agua en un área determinada.	$D_d = \frac{\sum l}{A}$ <p>Dónde: $\sum l$ = Suma de longitudes de todas las corrientes en Km A = Área de la cuenca en km²</p> <p>Ecuación 42. Densidad de Drenajes</p>
DENSIDAD DE CORRIENTES	6.001	Km ⁻³	La densidad de corrientes se refiere a la cantidad de corrientes, en la superficie de una cuenca expresada en unidades de área.	$F = \frac{\sum N_i}{A}$ <p>Dónde: F = Densidad de corrientes N_i = Cantidad de corrientes A = Área de la cuenca</p> <p>Ecuación 43. Densidad de Corrientes</p>
PENDIENTE MEDIA	12	%	Este parámetro es de importancia pues da una idea de la velocidad media de la escorrentía, su poder de arrastre y su potencial de erosión sobre la cuenca.	
ELEVACIÓN MÍNIMA	2046	msnm	Es el valor de la cota más baja de la cuenca, usualmente el punto de salida de la misma. Referida al nivel del mar.	
ELEVACIÓN MÁXIMA	2,996	msnm	Es el valor de la cota más alta presente en la cuenca. Está referida al nivel del mar.	
ELEVACIÓN MEDIA	2,515	msnm	Es el valor medio de las elevaciones presentes en la cuenca.	
ORDEN DE LA CUENCA	4		Las corrientes se clasifican siguiendo un orden de importancia. El orden de la cuenca refleja el grado de ramificación o bifurcación de la misma.	



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 10 Clasificación de las cuencas respecto a su tamaño

<i>Tamaño de la cuenca Km²</i>	<i>Descripción</i>
< 25	Muy pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia – Pequeña
500 a 2500	Intermedia – Grande
2500 a 5000	Grande
>5000	Muy Grande

IV.11 LONGITUD Y PENDIENTE DE LA CORRIENTE PRINCIPAL

La longitud de la corriente principal es de 10.5 km.

El cálculo de la pendiente de la corriente principal, se inicia trazando el perfil de la corriente principal, con el apoyo del programa ArcGIS. El método de cálculo utilizado es el de Taylor – Schwarz.

$$S = \left(\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{s_n}}} \right)^2, \quad s_n = \frac{H_n}{l_n} = \frac{Elevación_n - Elevación_{n-1}}{l_n}$$

Ecuación 44 Pendiente Corriente Principal (Taylor – Schwarz), y pendiente media

Donde: S, Pendiente del cauce principal; n, Número de tramos en que se divide la longitud del cauce principal; s_n, pendiente del tramo 1 a n; l_n, longitud del tramo 1 a n, en Km; L, longitud total del cauce principal, en Km.

La pendiente de la corriente principal resulto de 7.78 % el procedimiento de cálculo.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 11 Tabla de cálculo de la pendiente de la corriente principal

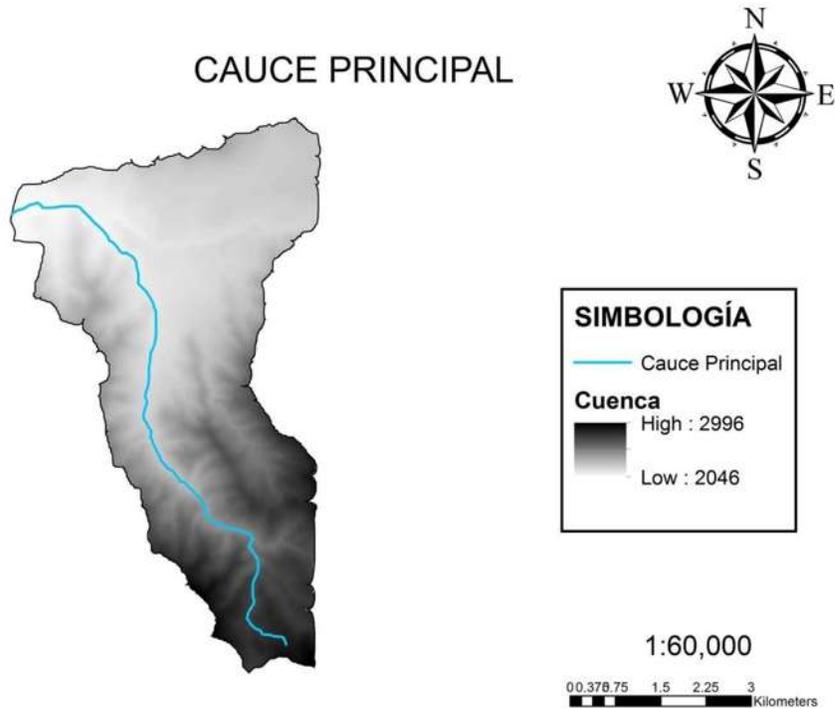
X	Lim máx	Lim mín	ΔX	ΔH	S	vS	$\Delta X/vS$
525.0778	2056.0000	2096.8500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
1050.1557	2096.8500	2137.7000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
1575.2335	2137.7000	2178.5500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
2100.3113	2178.5500	2219.4000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
2625.3892	2219.4000	2260.2500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
3150.4670	2260.2500	2301.1000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
3675.5448	2301.1000	2341.9500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
4200.6227	2341.9500	2382.3000	525.0778	40.3500	0.0768	0.2772	1894.1473
4725.7005	2382.3000	2423.6500	525.0778	41.3500	0.0788	0.2806	1871.1033
5250.7783	2423.6500	2464.5000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
5775.8562	2464.5000	2505.3500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
6300.9340	2505.3500	2546.2000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
6826.0118	2546.2000	2587.0500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
7351.0897	2587.0500	2627.9000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
7876.1675	2627.9000	2668.7500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
8401.2453	2668.7500	2709.6000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
8926.3232	2709.6000	2750.4500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
9451.4010	2750.4500	2791.3000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
9976.4789	2791.3000	2832.1500	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
10501.5567	2832.1500	2873.0000	525.0778	40.8500	0.0778	0.2789	1882.5196
TOTAL			10501.5567	817.0000			37650.6028



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Figura N° 15 Cauce principal



IV.12 PENDIENTE DE LA CUENCA

La pendiente media de la cuenca es de 1.2 % de acuerdo a lo calculado con el ArcGIS. Está pendiente media se visualiza espacialmente en el mapa de la, que nos permite validar visualmente una **pendiente media** de la cuenca del **1.21%**.

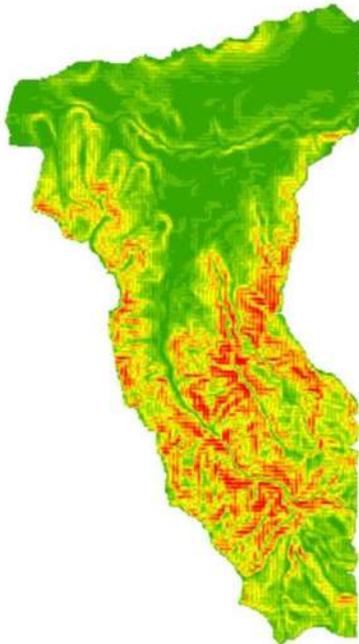


UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

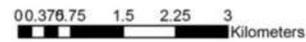


Figura N° 16 Pendiente de la cuenca

PENDIENTE DE LA CUENCA



1:60,000



El mapa temático de pendiente de la cuenca <1% y mayor >1%, se obtiene un 0.36% de la superficie de la cuenca <1% y el 99.64% de la superficie de la cuenca >1% (Tabla 12).

Tabla 12 Área en Km² y % de las pendientes de la cuenca

<i>PENDIENTES</i>	<i>ÁREA(Km²)</i>	<i>ÁREA (%)</i>
>1	26.066	99.64
<1	0.094	0.36
TOTAL	26.160	100



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Figura N° 17 Mapa pendiente <1% y >1% de la cuenca

PENDIENTES RECLASIFICADAS



SIMBOLOGÍA	
Pendientes	
	<1
	>1

1:60,000

0 0.375 0.75 1.5 2.25 3 Kilometers

IV.13 NÚMERO DE ESCURRIMIENTO E ÍNDICE DE INFILTRACIÓN

Con los mapas temáticos de Uso de Suelo, Tipo de Suelo y Pendientes <1%, es posible determinar el Número de Escurrimiento (N), denominado también Número de Curva de Escurrimiento del complejo hidrológico Suelo – Cobertura, el cual se estima con la ayuda de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** El Número de Escurrimiento de la Cuenca es de **63.33**.

El índice de infiltración o capacidad media de infiltración es la velocidad media de infiltración. Valor útil para determinar o calcular el escurrimiento en grandes áreas. Por lo que para nuestra cuenca bastará determinar el índice de infiltración.



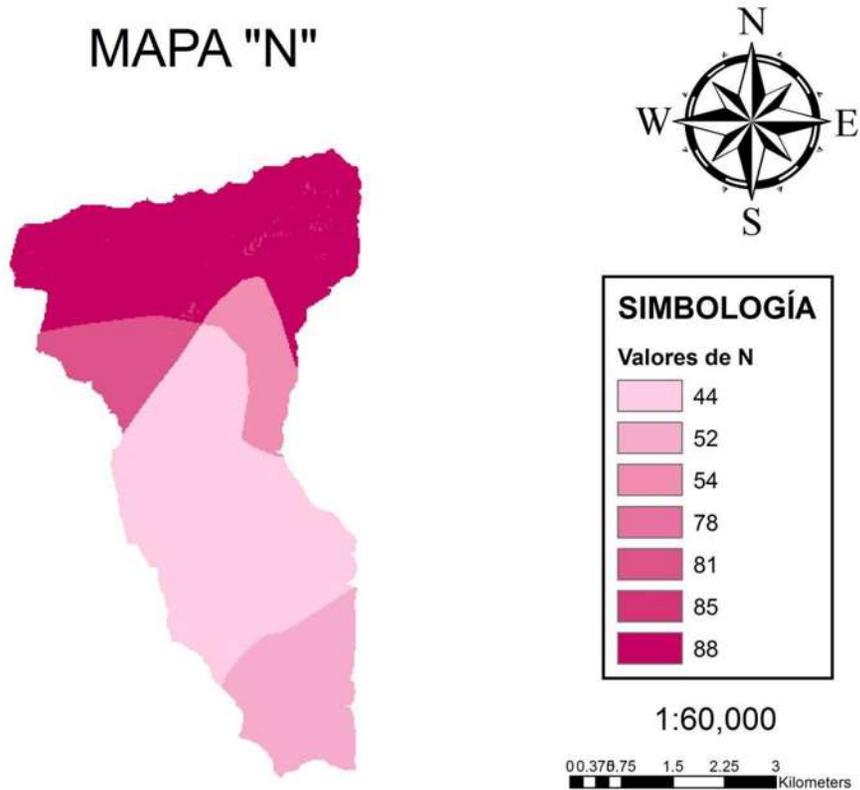
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 13 Cálculo del Número de Curva para la cuenca

N	AREA (Km ²)	Area*N
44	0.02281	1.00368
52	0.00793	0.41210
54	0.00402	0.21697
78	0.00000	0.00016
81	0.00468	0.37924
85	0.00020	0.01700
88	0.01950	1.71618
	0.05914	3.74533
N=		63.330

Figura N° 18 Mapa Número de Curva de la Cuenca





UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



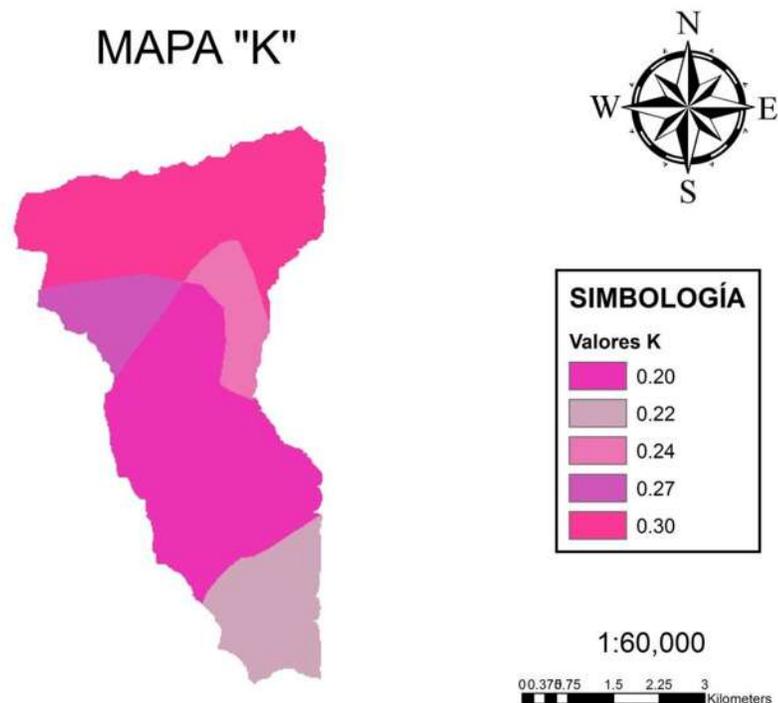
IV.14 Coeficiente de Escurrimiento de la Cuenca

Con los mapas temáticos de Uso de Suelo y Tipo de Suelo de la cuenca, es posible determinar el Factor K, el cual se estima con la ayuda de la tabla-----. El **Parámetro K** de la Cuenca es de **0.24** (tabla 14).

Tabla 14 Coeficiente de escurrimiento de la cuenca

AREA	K	K*AREA
0.002	0.27	0.00047628
0.002	0.27	0.00047628
0.000	0.30	0.0001323
8.727	0.30	2.61819673
2.070	0.27	0.55896509
1.772	0.24	0.42531385
10.090	0.2	2.01801216
3.498	0.22	0.76964154
26.162		6.391
K CUENCA=		0.24

Figura N° 19 Mapa coeficiente K de la cuenca





UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.15 ANALISIS DE DATOS DE PRECIPITACIÓN Y GASTO

La identificación de las estaciones meteorológica e hidrométrica útiles para el desarrollo del estudio en la cuenca, no es sencillo, requiere un análisis espacio temporal de la información básica de todas las estaciones meteorológicas e hidrométricas dentro y cercanas a la cuenca.

Los datos de precipitación de las estaciones fueron proporcionados por la Comisión Nacional del Agua Dirección Local de Michoacán, los cuales fueron lluvias diarias. Estas series de precipitación se procesaron para determinar las tablas de lluvias totales mensuales y lluvias máximas mensuales. Se tiene información en las estaciones para diferente periodo de registro como se observa en la tabla ---

La cuenca en estudio no cuenta con estaciones dentro de la cuenca, cuenta con estaciones fuera de la cuenca con información en el tiempo; se preselecciono 1 estación imagen ----, y finalmente se selecciono 1 estación como estación principal. Esta estación fue evaluad a escala anual en su consistencia. Luego de evaluar la consistencia se completaron las series llenando los vacíos de las series totales mensuales, esto con la finalidad de llenar los vacíos de las series mensuales máximas. Finalmente se validó el llenado de la estación principal. Un esquema de la metodología se presenta en la Figura N° 20.

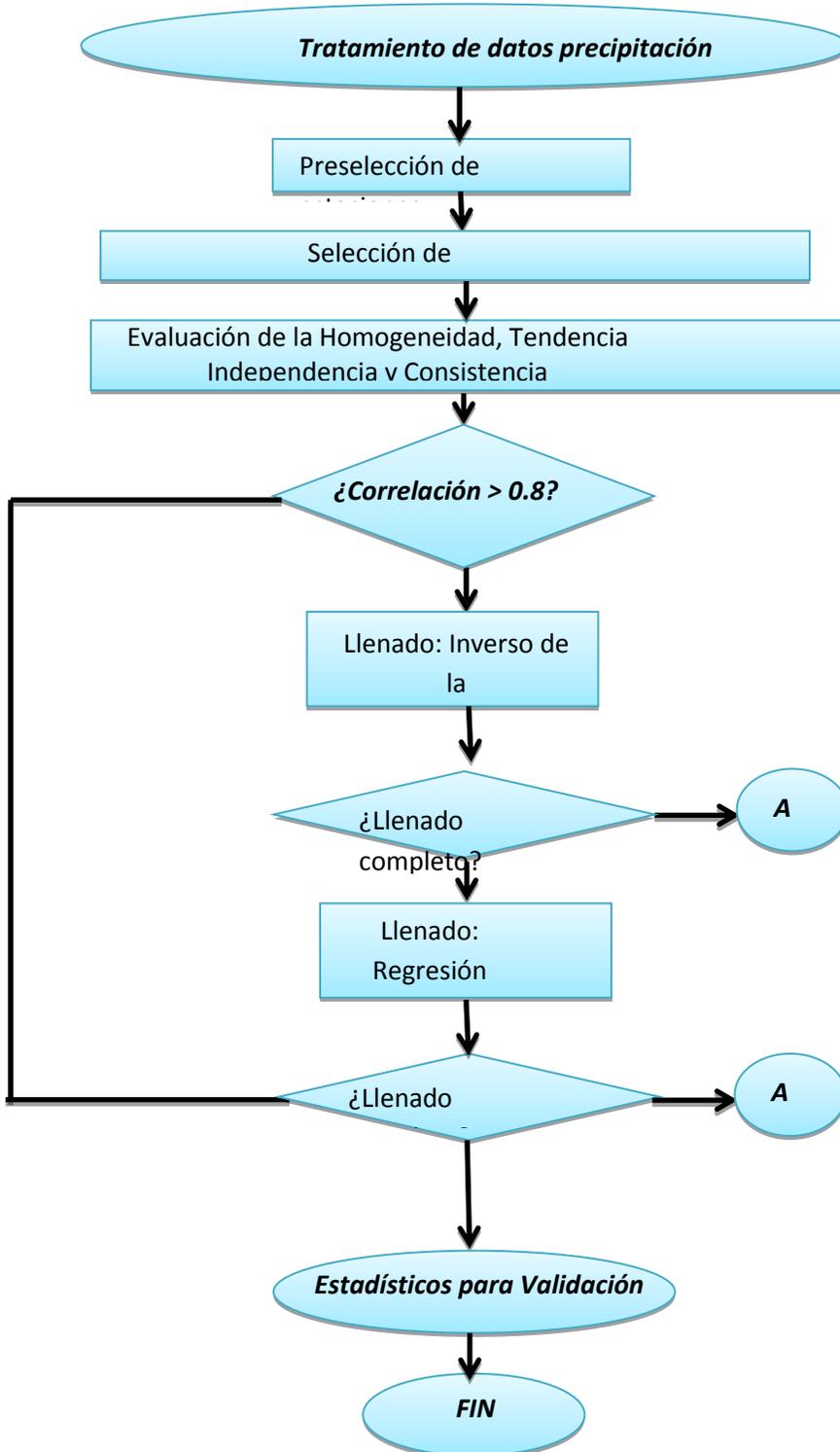
Por otro lado también es necesario evaluar el régimen de lluvias, esto es identificar las épocas lluviosas y de sequía; para finalmente realizar un análisis probabilístico de las lluvias máximas con el fin determinar la tormenta de diseño.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Figura N° 20 Metodología: selección estaciones, consistencia datos, deducción datos, validación llenado.





IV.16 Análisis Espacio – Temporal de las estaciones meteorológicas e hidrométricas (preselección y selección de estaciones principales)

Las 6 estaciones meteorológicas que se encuentran alrededor de la cuenca. De todas las estaciones hay que seleccionar al menos una estación que sea utilizada como estación principal y sea representativa de la cuenca. Esta selección no es sencilla por lo que se recurre a procedimientos que permitan eliminar estaciones. La información de precipitación diaria de las 6 estaciones, se organizó en dos tipos de tablas, precipitación total mensual y precipitación máxima diaria mensual.

Primero se evaluó **temporalmente** los datos de precipitación de la estación meteorológica, en base a variables básicas como: el número de años con información, porcentaje de vacíos, periodo de información, y la distancia al centro de gravedad de la cuenca (esta última variable es un inicio del análisis espacial); para este análisis se estableció una metodología de asignación de ponderación para diversos intervalos de valoración de cada variable básica, asignando luego a cada estación la ponderación que le corresponde por cada variable básica. Por ejemplo, la variable básica: número de años de información, se establece que de 30 a 20 años de información se tiene ponderación de 1, de 20 a 10 una ponderación de 2 y de 10 a 1 una ponderación de 3. Luego esta ponderación se le asigna a cada estación. Después que todas las estaciones tienen ponderaciones por cada variable básica, estas se pueden sumar; y las estaciones con menor valor en las ponderaciones son las probables estaciones principales. De esta primera selección basada en el análisis temporal, se obtuvo una probable estación principal: 16096.

Estas seis probables estaciones principales se evaluaron **espacialmente**, mediante los polígonos de Thiessen y ubicación espacial en relación a la cuenca, identificándose estaciones de baja influencia resultado de los Polígonos de Thiessen, o estaciones localizadas cercanas con otras estaciones. De este análisis se seleccionó una estación principal, que es la que se identificó que su área de influencia cubría la cuenca.

Para la cuenca en estudio la estación principal seleccionada, de acuerdo a los criterios espaciales y temporales recomendados para la selección de estaciones representativas de una cuenca es: Malpais (16096). Por ejemplo uno de los criterios temporales recomienda como mínimo una serie con número de años de información, de 20 años para el análisis probabilístico; la estación seleccionada como principal cuentan con un número de años mayor a 20.

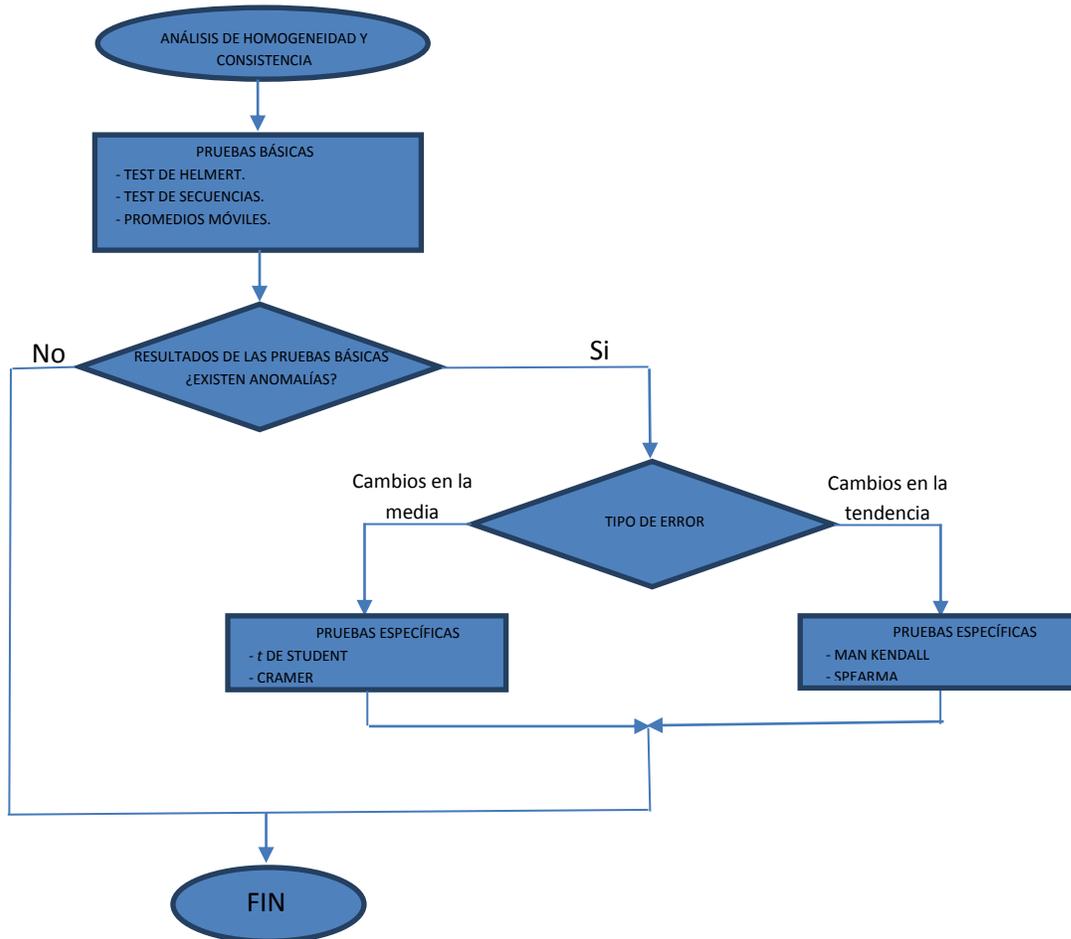
Las estaciones no incluidas dentro de las estaciones principales, del grupo de 5 estaciones previamente seleccionadas, pasan a formar el grupo de estaciones secundarias, útiles para evaluar la consistencia de las estaciones principales, así como para la deducción de datos faltantes de las estaciones principales.

IV.17 Consistencia y Homogeneidad de los datos precipitaciones

Según Campos Aranda un análisis de consistencia de datos requiere ser evaluados en dos etapas, con pruebas básicas y pruebas específicas si fuese necesario, de acuerdo a lo que se indica en la Figura N° 21.



Figura N° 21 Pruebas básicas y específicas para la evaluación de la consistencia



Para el análisis de la consistencia de la estación principal seleccionada, fue necesario evaluar la **homogeneidad** de todas las estaciones listadas, encontrándose entre ellas la estación principal; las estaciones no consideradas principales denominaremos estaciones secundarias. Para el análisis de homogeneidad se hizo uso de las pruebas básicas estadísticas: Helmert y de Secuencias. Como resultado de este análisis, la estación principal es la 16096.

Para el análisis de homogeneidad, para la estación 16096, se tomó el periodo de estudio a partir del año en el que la serie está completa.

IV.18 LLUVIA MEDIA ANUAL

La precipitación que una tormenta produce en una cuenca puede variar desde un máximo en una zona específica o en varias zonas específicas, hasta ceros (variabilidad espacial). Esta variación también se presenta de forma temporal en los registros mensuales y anuales de las estaciones pluviométricas, originando problemas al determinar la precipitación media que ocurre en la cuenca.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Por ello es común emplear métodos empíricos para su determinación, entre los que se encuentran los Métodos de Polígonos de Thiessen y el de Isoyetas.

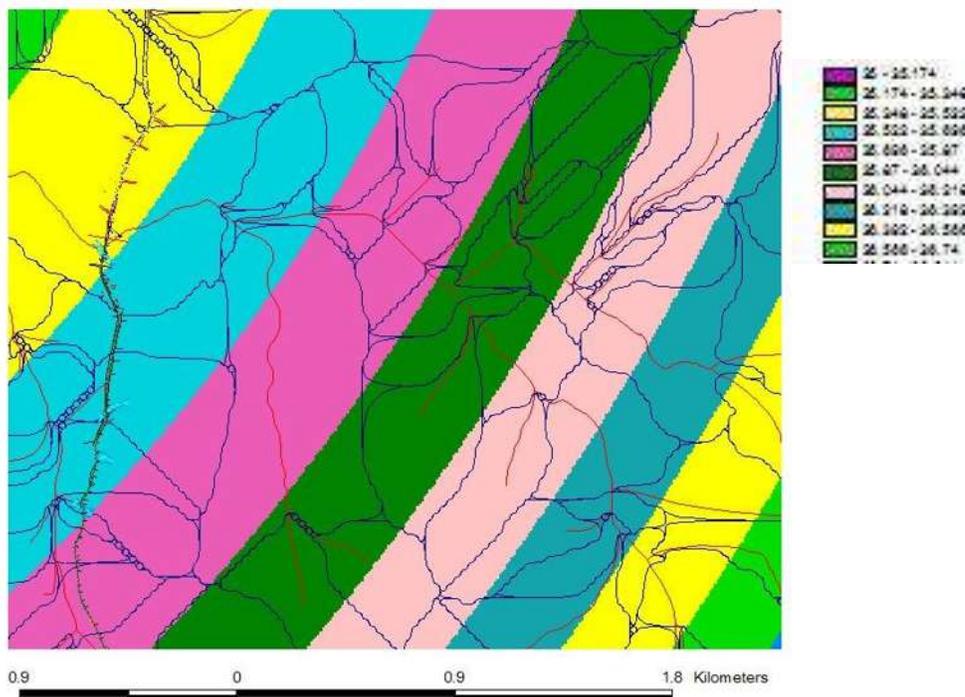
IV.19 Método Polígono de Thiessen

Este método asigna pesos a cada medición de acuerdo al área que cada pluviómetro representa dentro de la cuenca. Este criterio es adecuado cuando los efectos orográficos de la precipitación son despreciables y la red de pluviómetros no está distribuida uniformemente. Para la cuenca se obtuvieron los polígonos de Thiessen con apoyo de extensiones en el entorno se Arcview, los resultados espaciales se presentan en el mapa de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, y el cálculo se presenta en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

IV.20 Método Isoyetas

Con base a las mediciones de precipitaciones se trazan líneas continuas de igual magnitud, (isoyetas) y entonces la ponderación que se asigna al valor de la precipitación entre isoyetas es el área entre tales curvas y la divisoria de la cuenca. El método es adecuado para grandes cuencas, especialmente aquella con efectos orográficos importantes. Este método es muy laborioso, pero con extensiones de interpolación en arcview se simplifica el trabajo. Para la cuenca se obtuvieron las Isoyetas con apoyo de extensiones en el entorno se Arcview, los resultados espaciales se presentan en el mapa de la imagen ----, y el cálculo se presenta en la tabla ----

Figura N° 22 Precipitación media de la cuenca por isoyetas





IV.21 ANALISIS PROBABILISTICO (1 ESTACIÓN PRINCIPAL)

El análisis probabilístico se hace necesario para extrapolar las precipitaciones máximas diarias a diferentes periodos de retorno, para lo cual se hizo uso de un software de uso público: AX, el cuál ajusta diferentes funciones de distribución de probabilidad una serie de datos, en nuestro caso será la serie de precipitaciones máximas diarias anuales de las dos estaciones principales. Indica dentro los resultados el error estándar que cada una de las funciones de distribución tiene frente a la serie de datos. Por otro lado cabe indicar que el método de determinación de los parámetros de la funciones de distribución de probabilidad es por el de momentos y por el de máxima verosimilitud, presentando las funciones de distribución de probabilidad Gamma y Lognormal la posibilidad de ser calculada para dos o tres parámetros.

Las funciones de distribución de probabilidad y los parámetros que presenta cada una se presentan en la Tabla 15.

Tabla 15 Funciones de distribución de probabilidad

Nombre	Función	Parámetros
Normal Estandarizada	$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ $t = \frac{x - \mu}{\sigma}$ <p style="text-align: center;">Ecuación 45 . FD Normal</p>	$\mu = \text{media};$ $\sigma^2 = \text{Varianza}$
Log-Normal	$F(t) = \int_0^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ $t = \frac{\ln(x - \delta) - \mu}{\sigma}$ <p style="text-align: center;">Ecuación 46. FD Log Normal</p>	$\mu = \text{media};$ $\sigma^2 = \text{Varianza};$ $\delta = \text{Desv. Est.}$
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-b}}$ $b = \alpha(x - u)$ $\alpha = \sigma_x / \delta_x$ $u = \bar{x} - \mu_y / \alpha$ <p style="text-align: center;">Ecuación 47 FD Gumbel</p>	$\bar{x} = \text{media};$ $\delta_x = \text{Desv. Est.};$ $\mu_y, \sigma_y = \text{Parametros de forma y escala}$ $\mu = \text{media};$ $\sigma^2 = \text{Varianza}$



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Nombre	Función	Parámetros
Exponencial	$F(x) = 1 - e^{-(x-\sigma)/\mu}$ Ecuación 48. FD Exponencial	
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\mu\Gamma(\sigma)} * \int_{\delta}^x \left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\sigma-1} e^{-(x-\delta)/\mu} dx$ $\Gamma = \text{Funcion Gamma}$ Ecuación 49. FD Gamma	$\mu = \text{media};$ $\sigma^2 = \text{Varianza};$ $\delta = \text{Desv. Est.}$
Doble Gumbel	$F(x) = pe^{-e^{-\alpha_1(x-\mu_1)}} + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\mu_2)}}$ Ecuación 50. FD Doble Gumbel	$p = \text{Probablidad de no tener eventos de la segunda poblacion};$ $\alpha_1, \alpha_2 = \text{Parametros de escala}$ $\mu_1, \mu_2 = \text{Parametros ubicacion}$
Log-Normal 3p	Ecuación 51. FD LogNormal 3p $F(x) = \int_c^x \frac{1}{a(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x-c)-b)^2}{2a^2}} dx$ $a = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln(x_i - c) - b)^2}{n-1}}$ $b = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - c) \quad c = \frac{x_1 x_n - \bar{x}^2}{x_1 + x_n - 2\bar{x}}$	$a \text{ y } b = \text{Parametros de forma};$ $c = \text{Parametro de escala.}$

IV.22 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD QUE MEJOR AJUSTAN

La función de distribución de probabilidad que mejor ajusta a las precipitaciones máximas diarias anuales de la estación principal 16096 es la Doble Gumbel, ajustada por el método de los momentos; ajustando comúnmente esta distribución a series que provienen de dos poblaciones.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 16 Serie de precipitaciones máximas diarias anuales, ingresadas en el AX

AÑO	CUENCA
1980	42.086
1981	35.795
1982	25.750
1983	35.435
1984	28.470
1985	30.380
1986	27.628
1987	45.325
1988	33.478
1989	28.833
1990	33.446
1991	33.970
1992	45.494
1993	34.939
1994	35.260
1995	32.915
1996	28.635
1997	30.292
1998	57.550
1999	42.700
2000	44.090
2001	52.930
2002	46.860
2003	47.650
2004	32.450
2005	59.180
2006	39.050
PROMEDIO	38.170



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



La bondad del ajuste se evaluó mediante el método del mínimo error cuadrático.

Figura N° 23 Función de distribución que mejor ajusta, precipitaciones máximas, estación 16096

Resumen de errores estándar Archivo analizado: AX10.TXT				
Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	2.539	-----	2.539	-----
Lognormal	1.871	1.839	2.116	40.567
Gumbel	1.779	-----	2.074	-----
Exponencial	2.227	-----	23.718	-----
Gamma	41.599	41.599	11111.000	11111.000
Doble Gumbel	1.525			

Mínimo error estándar: 1.525

Calculado por la función: Doble Gumbel

. Tabla 17 Precipitación máxima diaria con la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel

16096	
Tr	P Max diaria
2	35.67
5	47.46
10	52.55
20	56.22
50	60.56
100	63.69
200	66.78
500	70.82
1000	72.12
2000	72.12
5000	72.12
10000	72.12



IV.23 DISPONIBILIDAD HÍDRICA MEDIA ANUAL

Para la determinación de la disponibilidad media anual de agua superficial se recurre a la Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2000, donde se presenta el procedimiento para el empleo del método del Coeficiente de Escurrimiento, a falta de información hidrométrica.

Luego el volumen de escurrimiento se calcula con la Ecuación 45

$$R = C_e P A$$

Ecuación 45 Volumen de escurrimiento

Donde:

R = volumen de escurrimiento

Ce = coeficiente de escurrimiento

P = precipitación

A = área de la cuenca.

El coeficiente de escurrimiento está en función del valor del parámetro K, el que a su vez depende del tipo y uso de suelo, parámetro evaluado en apartados anteriores. Para la determinación del mapa del coeficiente de escurrimiento, se utilizó el mapa del factor K de la cuenca con el mapa de la precipitación media anual de la cuenca.

Con la determinación del mapa del Coeficiente de Escurrimiento es posible obtener el mapa del volumen de escurrimiento, donde se aprecia la distribución espacial de esta variable.

$$\text{Si } K < 0.15 \quad C_e = \frac{K * (P_a - 250)}{2000}$$

Ecuación 52. Ecuación Ce, para k menor 0.15

$$\text{Si } K > 0.15 \quad C_e = \frac{K * (P_a - 250)}{2000} + \frac{(K - 0.15)}{1.5}$$

Ecuación 53. Ecuación Ce, k mayor 0.15

Donde: K, Parámetro que depende del uso y tipo de suelo; Ce, Coeficiente de escurrimiento; Pa, Precipitación anual de la cuenca.

IV.24 CONSTRUCCION DE CURVAS IDT

La determinación de las curvas IdT, permiten la identificación de la tormenta de diseño y este a su vez el gasto de diseño.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.25 Precipitación máxima 24 horas

Para la determinación de la precipitación máxima 24 horas se hizo necesario multiplicar la precipitación máxima diaria por la constante de 1.13, obteniéndose de esta manera las precipitaciones máximas 24 horas. Véase **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** ara la estación 16096.

Tabla 18 Precipitación máxima 24 horas, estación 16096

	AJUSTE A 24 HRS		
	T	X	T.TEMPORAL
USANDO DISTRIBUCIÓN NORMAL	2	35.670	47.441
	5	47.460	63.122
	10	52.550	69.892
	20	56.220	74.773
	50	60.560	80.545
	100	63.690	84.708
	200	66.780	88.817
	500	70.820	94.191
	1000	72.120	95.920
	2000	72.120	95.920
	5000	72.120	95.920
	10000	72.120	95.920

IV.26 PRECIPITACIÓN MÁXIMA 1 HORA, A DIFERENTES PERIODO DE RETORNO

Para la determinación de la precipitación máxima 1 hora a diferentes periodos de retorno, se requiere determinar para cada estación el factor R, que es la relación de la precipitación máxima de 1 hora con la precipitación máxima 24 horas para un mismo periodo de retorno; existen diferentes procedimientos para su determinación. Para el presente trabajo se apoyara en el procedimiento que hace uso de la Figura que se presenta en la figura---- donde es posible obtener la precipitación máxima 1 hora para el periodo de retorno de dos años.

Calculo de factor R para la estación 16096

De la serie de precipitaciones diarias de estación 16096, se obtiene el **número medio anual de días con tormentas convectivas**, para lo cual se contabiliza por año el número de tormentas mayores a 1 mm (tabla 19), luego se obtiene la media anual, resultado para la estación **81 días**. **La lluvia media anual de las máximas diarias**, se obtiene con la información de la tabla 16**¡Error! No e encuentra el origen de la referencia.**, siendo su valor de **38.17 mm**. Con el número medio anual



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



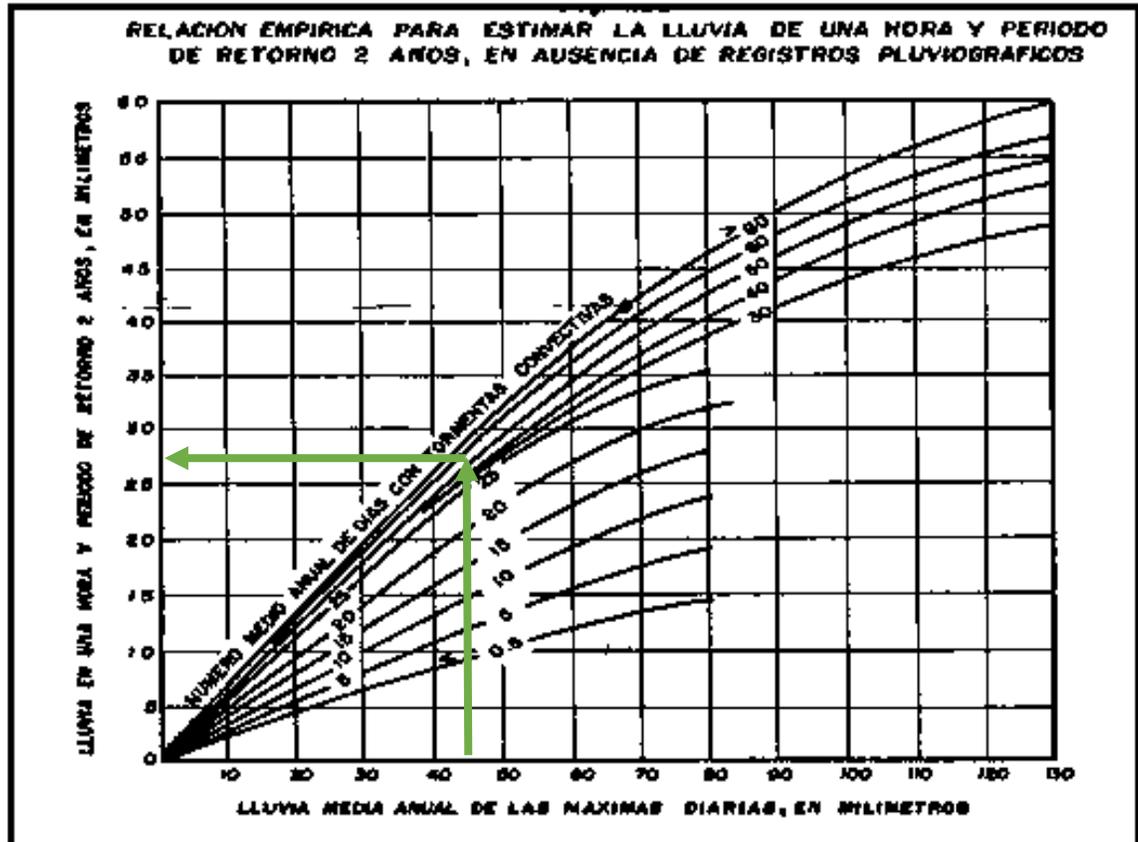
de tormentas convectivas y la precipitación media anual de las máximas diarias, se entra a la gráfica de la figura --- y se determina la **precipitación de 1 hora para un periodo de retorno de 2 años de 26 mm.**

Tabla 19 Número de días con lluvia > 1mm, estación 16906

AÑO	#DÍAS >1
1980	88
1981	100
1982	71
1983	86
1984	82
1985	87
1986	12
1987	72
1988	
1989	
1990	
1991	
1992	
1993	
1994	69
1995	
1996	
1997	
1998	95
1999	79
2000	86
2001	94
2002	89
2003	109
2004	127
2005	89
2006	26
PROMEDIO	81.16667



Figura N° 24 Precipitación 1 hora, periodo de retorno 2 años



Determinación Precipitación máxima 1 hora

Con la determinación del factor R, para cada estación, es posible calcular la precipitación máxima 1 hora para un periodo de retorno de 2 años.

Tabla 20 Precipitación máxima a 1 y 24 horas, estación 16906

$P_1^{T=2} =$	26
$P_{24}^{T=2} =$	47.4411
R=	0.548048

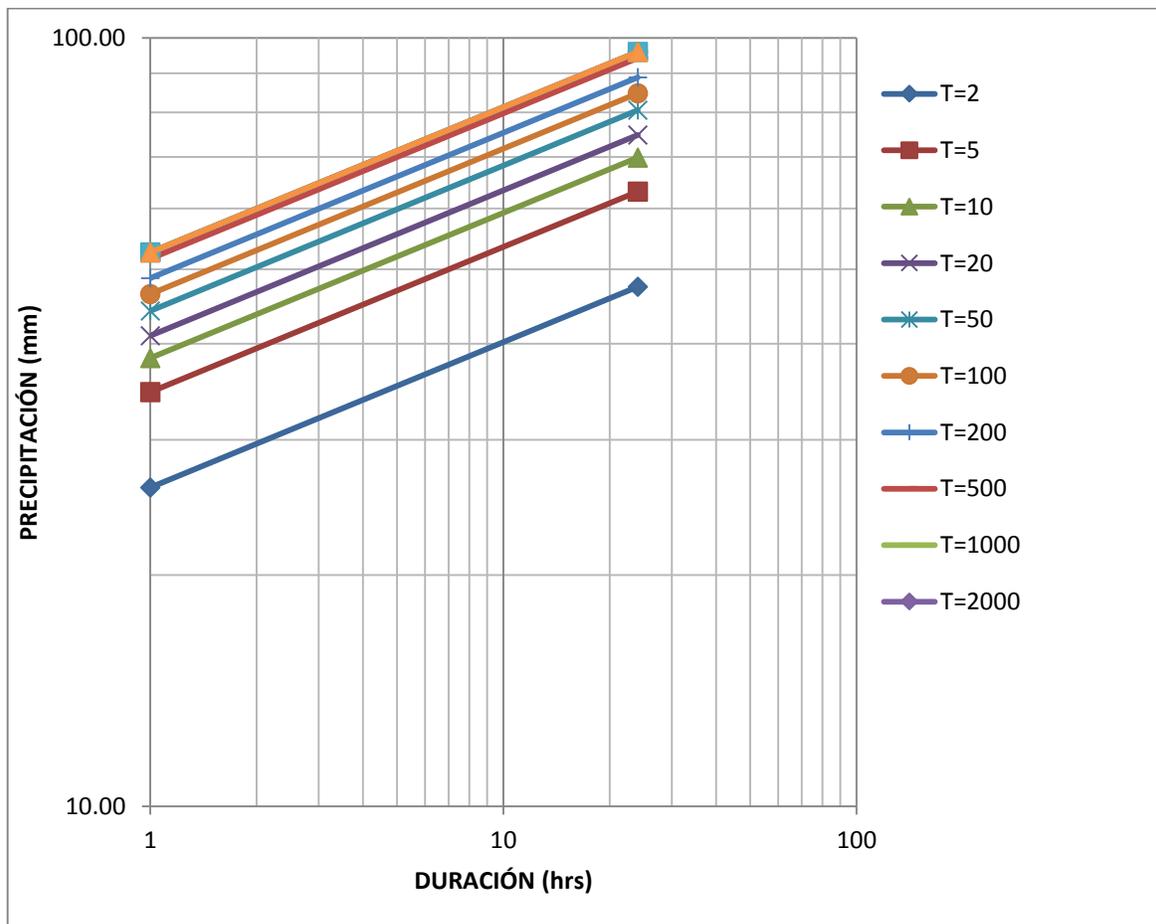


Curvas HpdT de la cuenca

Para la determinación de las curvas HpdT de la cuenca se puede hacer uso del modelo de E. Kuishling y Gransky (útil para cuencas pequeñas) o ajustar una recta con el par de datos de precipitación máxima 24 horas y precipitación máxima 1 hora para cada periodo de retorno, esto en escala logarítmica.

Para la cuenca en estudio se siguió el segundo procedimiento, obteniéndose las curvas PhdT que se presentan en la figura 25. Las ecuaciones de dichas curvas se listan en la tabla 21.

Figura N° 25 Curva Pdt para la cuenca





UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 21 Ecuaciones de las curvas Pdt

T	PdT		ECUACIÓN
	1	24	
2	26.00	47.44	$y = 26.000x^{0.1892}$
5	34.59	63.12	$y = 34.594x^{0.1892}$
10	38.30	69.89	$y = 38.304x^{0.1892}$
20	40.98	74.77	$y = 40.979x^{0.1892}$
50	44.14	80.54	$y = 44.142x^{0.1892}$
100	46.42	84.71	$y = 46.424x^{0.1892}$
200	48.68	88.82	$y = 48.676x^{0.1892}$
500	51.62	94.19	$y = 51.621x^{0.1892}$
1000	52.57	95.92	$y = 52.569x^{0.1892}$
2000	52.57	95.92	$y = 52.569x^{0.1892}$
5000	52.57	95.92	$y = 52.569x^{0.1892}$
10000	52.57	95.92	$y = 52.569x^{0.1892}$

IV.27 LLUVIA DE DISEÑO Y LLUVIA EN EXCESO

Lluvia de diseño

La lluvia de diseño se requiere para el uso en los modelos lluvia escurrimiento. Para el uso del método del Hidrograma Unitario Triangular se requieren hietogramas de diseño para la cuenca, para dichos hietogramas se propone su estructura mediante el método de Bloques Alternos, con intervalos de tiempo igual a $\Delta t = 0.133tc$ (National Engineering Handbook, section 4) y una duración total igual al tiempo de concentración. Para el uso del método de Ven Te Chow la lluvia de diseño, se aplica para lluvias con diferentes duraciones, siendo el gasto de diseño el que resulte mayor. Y finalmente para el método Racional se calcula la lluvia de diseño para una duración igual al tiempo de concentración.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Figura N° 26 Hietograma de diseño, $T_r=2$, a dos horas

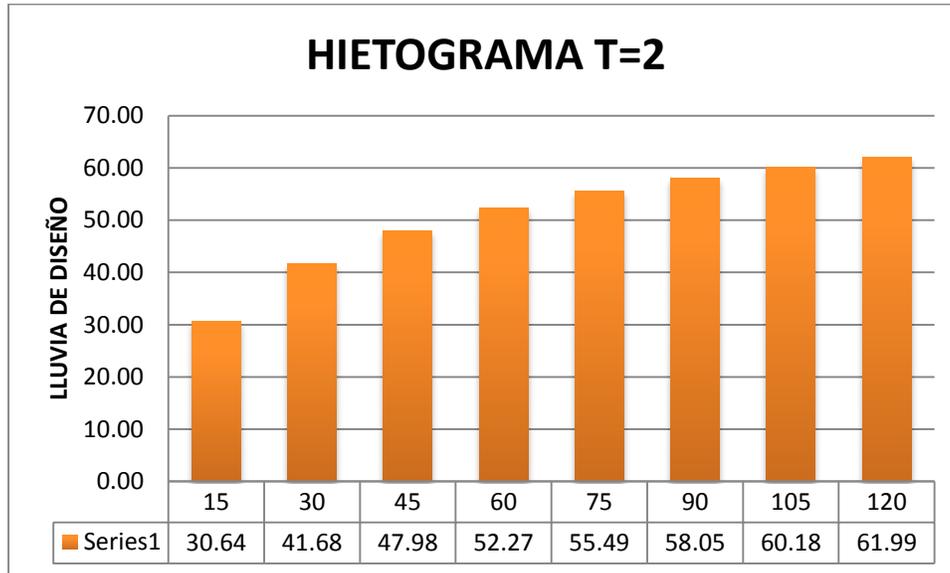
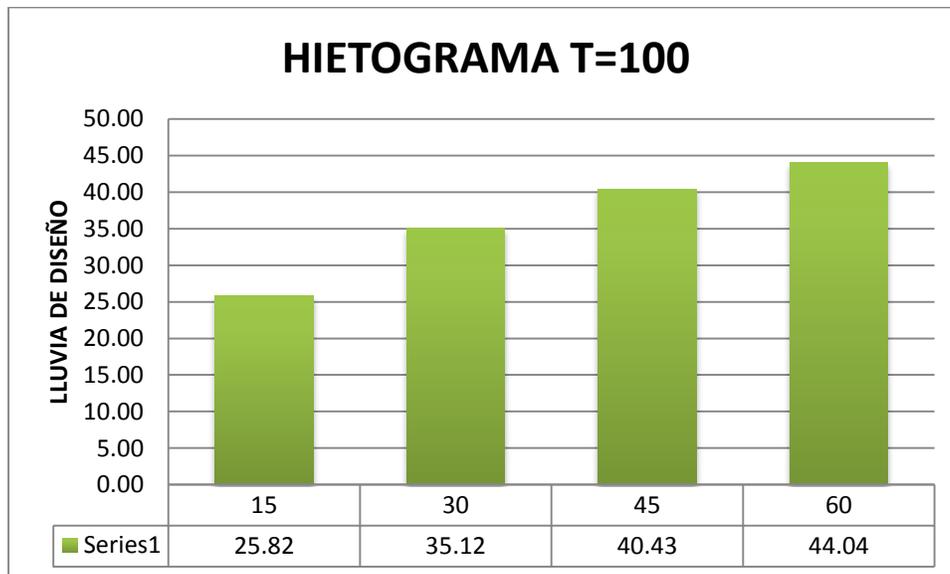


Figura N° 27 Hietograma de diseño, $T_r=100$ años, a una hora





Lluvia en exceso o efectiva (P_e)

A la lámina de lluvia que resulta de restar la lluvia total menos la debida a las pérdidas por infiltración se le conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva, y es la que da origen al escurrimiento directo. Una vez calculada la tormenta de diseño, procedemos a calcular la lluvia en exceso por medio del método del U. S. Soil Conservation Service, que se expresa con la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{5080}{N} + 50.8 \right]^2}{P + \frac{20320}{N}} = 203.2$$

Ecuación 54. Lluvia en exceso

Donde: P_e , Lluvia en exceso (mm); P , Lluvia de diseño, asociada a un periodo de retorno (mm), N = Número de escurrimiento.

IV.28 CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO

Conocer los gastos máximos probables o gastos de diseño que se pueden presentar en una corriente, para determinar mediante funcionamiento hidráulico si la capacidad del cauce es suficiente para transportar los gastos picos de las máximas avenidas, y en caso de no ser así determinar cuál sería la superficie que se inundaría, y en su caso diseñar obras de protección y control para avenidas.

Los gastos de diseño o gastos máximos probables se determinan para los periodos de retorno T_r de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años, los cuales son los T_r más comúnmente recomendados para el diseño de obras hidráulicas.

Los métodos empleados para el cálculo de gastos o caudales se clasifican en directos, indirectos. Dado que en nuestro caso no se cuenta con información hidrométrica se utilizaron métodos indirectos, los cuales se basan en modelos lluvia – escurrimiento. Por lo tanto es necesario definir previamente las lluvias de diseño.

Método de Chow

Chow desarrolló un método para el cálculo del gasto de pico de hidrogramas de diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. Este método sólo proporciona el gasto de pico y es aplicable a cuencas no urbanas con un área menor de 25 km².

El gasto de pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la altura de precipitación efectiva P_e por el gasto de pico de un hidrograma unitario q_p .

$$Q_p = q_p P_e$$

Ecuación 55. Gasto pico método Chow

Donde: Q_p , gasto pico en m³/s; q_p , gasto unitario pico m³/s/mm de acuerdo a ecuación ----



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



$$q_p = \frac{0.278 A}{d} Z$$

Ecuación 56. Gasto unitario pico, método Chow

Donde: A, Superficie de la cuenca en Km²; d, duración en exceso o efectiva de la tormenta en horas; Z, factor de reducción del pico, adimensional y sigue la **¡Error! No se encuentra el origen e la referencia.**

$$Z = 9.046411 * 10^{-4} + 0.7623037 * \left(\frac{d}{t_r}\right) + 0.09239033 * \left(\frac{d}{t_r}\right)^2 - 0.2785835 \left(\frac{d}{t_r}\right)^3 + 0.08334881 \left(\frac{d}{t_r}\right)^4$$

Ecuación 57. Factor de reducción del pico, método Chow

Donde: tr, tiempo de retraso en horas

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{S} \right]^{0.64}$$

Ecuación 58. Tiempo retraso, método Chow

Donde: L, longitud del cauce principal, en m; S, pendiente del cauce principal, en %; Pe, precipitación en exceso, en cm.

$$\sum P_e = \frac{\left[\sum P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{\sum P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Ecuación 59. Precipitación en exceso

Donde: P, Precipitación acumulada para el instante considerado, en cm; N, Numero N de escurrimiento

Método Racional

El método Racional es una fórmula empírica, con la cual se obtienen gastos pico, esta tiene aplicación en microcuencas homogéneas pequeñas, en cálculo de obras de drenaje poco importantes.

$$Q_p = 0.278 C i A$$

Ecuación 60. Gasto pico, método racional

Donde: Q_p, gasto Pico en m³/s; C, coeficiente de escorrentía; I, Intensidad de la precipitación en mm/h; A, superficie de la cuenca en Km².



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



IV.29 CALCULO GASTO DE DISEÑO

En la siguiente tabla se presenta el resumen de resultados de los gastos asociados a diferentes periodos de retorno. Por el metodo de Chow y Racional, ya que son los métodos que consideran más factores con relación a cuencas pequeñas.

Resultados gastos pico método Chow

Tabla 22 Precipitaciones mm

PRECIPITACIONES								
tr/d	2	5	10	50	100	200	500	1000
10	14.07	15.60	16.76	19.45	20.60	21.76	23.29	24.45
20	20.26	22.46	24.13	28.00	29.67	31.34	33.55	35.21
30	23.98	26.59	28.56	33.15	35.12	37.10	39.71	41.68
40	26.56	29.45	31.64	36.72	38.91	41.10	43.99	46.17
50	28.51	31.62	33.97	39.42	41.77	44.11	47.22	49.57
60	30.07	33.34	35.82	41.56	44.04	46.52	49.79	52.27
64.98	30.73	34.08	36.61	42.49	45.02	47.55	50.90	53.43
70	31.35	34.76	37.35	43.34	45.92	48.51	51.92	54.50
80	32.44	35.98	38.65	44.85	47.52	50.20	53.73	56.40
90	33.39	37.03	39.78	46.16	48.91	51.66	55.30	58.05
100	34.23	37.96	40.78	47.32	50.14	52.96	56.69	59.51
110	34.98	38.79	41.67	48.36	51.24	54.12	57.93	60.81
120	35.66	39.54	42.48	49.30	52.23	55.17	59.05	61.99
130	36.28	40.23	43.22	50.15	53.14	56.13	60.08	63.06
140	36.85	40.86	43.89	50.94	53.97	57.01	61.02	64.05
150	37.37	41.44	44.52	51.67	54.75	57.82	61.89	64.97
160	37.86	41.99	45.11	52.35	55.46	58.58	62.70	65.82
170	38.32	42.50	45.65	52.98	56.14	59.29	63.46	66.62
180	38.75	42.97	46.17	53.58	56.77	59.96	64.18	67.37
190	39.16	43.42	46.65	54.14	57.36	60.59	64.85	68.08
200	39.55	43.85	47.11	54.67	57.93	61.18	65.49	68.74
210	39.91	44.26	47.54	55.17	58.46	61.75	66.09	69.38
220	40.26	44.64	47.96	55.65	58.97	62.29	66.67	69.98



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 23 Parámetros método Chow

DATOS				
ÁREA	26.161	km2		
tc	1.083	hr	64.98	min
tr	1.60	hr	95.98	min
N	63.33			
L=	9027.33	m		
S=	1.21	%		

Tabla 24 Calculo de Qp para T=2

d	P	Pe	de/tr	z	qp	Qp
min	mm	mm			m3/s/mm	m3/s
10	14.07	1.79	0.10	0.80	34.91	62.43
20	20.26	0.61	0.21	0.18	3.93	2.39
30	23.98	0.21	0.31	0.25	3.64	0.76
40	26.56	0.06	0.42	0.32	3.49	0.20
50	28.51	0.01	0.52	0.39	3.40	0.02
60	30.07	0.00	0.63	0.45	3.27	0.01
64.98	30.73	0.01	0.68	0.48	3.22	0.04
70	31.35	0.03	0.73	0.52	3.24	0.08
80	32.44	0.06	0.83	0.58	3.16	0.19
90	33.39	0.10	0.94	0.62	3.01	0.32
100	34.23	0.15	1.04	0.68	2.97	0.45
110	34.98	0.20	1.15	0.70	2.78	0.56
120	35.66	0.25	1.25	0.72	2.62	0.67
130	36.28	0.31	1.35	0.74	2.48	0.76
140	36.85	0.36	1.46	0.75	2.34	0.84
150	37.37	0.41	1.56	0.82	2.39	0.97
160	37.86	0.46	1.67	0.85	2.32	1.06
170	38.32	0.51	1.77	0.88	2.26	1.15
180	38.75	0.56	1.88	0.90	2.18	1.22
190	39.16	0.61	1.98	0.95	2.18	1.32
200	39.55	0.65	2.08	1.01	2.20	1.44
					Qp	62.43



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 25 Calculo de Qp para T=5

d	P	Pe	de/tr	z	qp	Qp
min	mm	mm			m3/s/m	m3/s
10	15.60	1.43	0.10	0.80	34.91	50.01
20	22.46	0.34	0.21	0.18	3.93	1.35
30	26.59	0.06	0.31	0.25	3.64	0.20
40	29.45	0.00	0.42	0.32	3.49	0.00
50	31.62	0.03	0.52	0.39	3.40	0.11
60	33.34	0.10	0.63	0.45	3.27	0.33
64.98	34.08	0.14	0.68	0.48	3.22	0.46
70	34.76	0.19	0.73	0.52	3.24	0.61
80	35.98	0.28	0.83	0.58	3.16	0.89
90	37.03	0.37	0.94	0.62	3.01	1.13
100	37.96	0.47	1.04	0.68	2.97	1.39
110	38.79	0.56	1.15	0.70	2.78	1.56
120	39.54	0.65	1.25	0.72	2.62	1.71
130	40.23	0.74	1.35	0.74	2.48	1.84
140	40.86	0.83	1.46	0.75	2.34	1.93
150	41.44	0.91	1.56	0.82	2.39	2.17
160	41.99	0.99	1.67	0.85	2.32	2.30
170	42.50	1.07	1.77	0.88	2.26	2.41
180	42.97	1.14	1.88	0.90	2.18	2.50
190	43.42	1.22	1.98	0.95	2.18	2.66
200	43.85	1.29	2.08	1.01	2.20	2.84
					Qp	50.01



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 26 Calculo de Qp para T=100

d	P	Pe	de/tr	z	qp	Qp
min	mm	mm			m3/s/m	m3/s
10	20.60	0.56	0.10	0.80	34.91	19.60
20	29.67	0.00	0.21	0.18	3.93	0.00
30	35.12	0.21	0.31	0.25	3.64	0.78
40	38.91	0.58	0.42	0.32	3.49	2.01
50	41.77	0.96	0.52	0.39	3.40	3.26
60	44.04	1.32	0.63	0.45	3.27	4.33
64.98	45.02	1.50	0.68	0.48	3.22	4.82
70	45.92	1.67	0.73	0.52	3.24	5.40
80	47.52	1.99	0.83	0.58	3.16	6.28
90	48.91	2.28	0.94	0.62	3.01	6.86
100	50.14	2.56	1.04	0.68	2.97	7.60
110	51.24	2.82	1.15	0.70	2.78	7.83
120	52.23	3.06	1.25	0.72	2.62	8.02
130	53.14	3.30	1.35	0.74	2.48	8.19
140	53.97	3.51	1.46	0.75	2.34	8.21
150	54.75	3.72	1.56	0.82	2.39	8.88
160	55.46	3.92	1.67	0.85	2.32	9.09
170	56.14	4.11	1.77	0.88	2.26	9.28
180	56.77	4.29	1.88	0.90	2.18	9.36
190	57.36	4.46	1.98	0.95	2.18	9.74
200	57.93	4.63	2.08	1.01	2.20	10.20
					Qp	19.60



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Resultados gastos pico método Racional

Tabla 27 Parámetros método racional

tc=	1.08	
L=	10501.56	m
S=	0.08	m/m
Ce=	0.12099	
A=	26.16059	km ²

Tabla 28 Gastos pico diferentes periodos de retorno

T	ECUACIÓN	tc	i	Ci	Qmax
2	$y = 26.000x^{-0.811}$	1.08	24.34	2.95	77.05
5	$y = 34.594x^{-0.811}$	1.08	32.39	3.92	102.52
10	$y = 38.304x^{-0.811}$	1.08	35.87	4.34	113.52
20	$y = 40.979x^{-0.811}$	1.08	38.37	4.64	121.45
50	$y = 44.142x^{-0.811}$	1.08	41.33	5.00	130.82
100	$y = 46.424x^{-0.811}$	1.08	43.47	5.26	137.58
200	$y = 48.676x^{-0.811}$	1.08	45.58	5.51	144.26
500	$y = 51.621x^{-0.811}$	1.08	48.34	5.85	152.99
1000	$y = 52.569x^{-0.811}$	1.08	49.22	5.96	155.80
2000	$y = 52.569x^{-0.811}$	1.08	49.22	5.96	155.80
5000	$y = 52.569x^{-0.811}$	1.08	49.22	5.96	155.80
10000	$y = 52.569x^{-0.811}$	1.08	49.22	5.96	155.80

V. CONCLUSIONES

Se concluye que es necesario desarrollar la investigación de manera adecuada para que esta pueda cumplir con el objetivo propuesto.

Ya que es necesario implementar las Metodologías adecuadas para que se desarrolle un estudio hidrológico para cada tipo de cuenca, sin importar el costo de cada obra en cruce carretero; ya que si no se trabaja como corresponde; esto a la larga representa un alto riesgo para la carretera y la seguridad del usuario.



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Ya que en el transcurso de la investigación se pudo detectar que en los estudios ejecutivos no se lleva a cabo un estudio hidrológico, por lo que las obras se diseñan sin tomar en cuenta los gastos picos y/o máximos por lo que las obras de cruce carretero se realizan sin tener un estudio real; puesto que no hay una norma que controle los Estudios Hidrológicos para Obras en Cruce Carretero. Ya que el mayor énfasis se lleva a cabo en Puentes solamente.

VI. REFERENCIAS

- Campos Aranda, Daniel Fco., *Hidrología y Recursos Hídricos*.
- Campos Aranda Daniel Fco., *Procesos del ciclo Hidrológico*, Tomo tercera impresión., Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México.
- Aparicio Mijares, Francisco Javier., *Fundamentos de hidrología de superficie*, Editorial Limusa, Grupo noriega editores, México, España, Venezuela, Argentina, Colombia, Puerto Rico.
- Revilla Cortezón, José A. R., Liaño Herrera Andrés , Sáinz Borda, José Ángel , *Apuntes de hidrología superficial aplicada*.
- *Hidrología Urbana*, Universidad del Norte.
- *Estadísticas del agua en México*, Comisión Nacional Del Agua.
- *Análisis Hidráulicos*, Cfr. A la norma N.PROY.CAR.1-06-005/00 de la SCT.
- Campos Campos, E., Quiroga L.A. y Hernández Vargas, J., *Contraste y análisis espacial de parámetros de un modelo intensidad–duración– frecuencia*, Ingeniería Hidráulica, México, XXII (3):149–154pp.
- Araiza Rodríguez, J.A. y Campos Aranda, D.F., *Evaluación de los cocientes lluvia duración (R) y lluvia–frecuencia (F) en 341 sitios de la República Mexicana*, XVI Congreso Nacional de Hidráulica, Morelia, Michoacán, 743–748 pp.
- Campos Aranda, D.F., *Contraste de cinco métodos de ajuste de la distribución GVE en 31 registros históricos de eventos máximos anuales*, Ingeniería Hidráulica en México, XVI (2), 77–92 pp.
- Víctor Franco, Óscar A., *Estudio Hidrológico para obras de protección*, Capítulo 3., Cfr. Manual de Ingeniería de Ríos., Instituto de Ingeniería, UNAM.



UNIVERSIDAD MICHOCANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Tabla 4. 1

Tabla 4. 2