



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

**Diseño de obras hidráulicas pluviales en
los aeropuertos de México**

TESINA

para obtener el título de

ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA

P R E S E N T A

Ing. César Fernando Pedro Miguel

DIRECTORA DE TESINA

Dra. Lilia Reyes Chávez

Ciudad Universitaria, CDMX, a 30 de Noviembre de 2024



UNAM
POSGRADO





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos

Con amor a mis padres quienes me apoyaron en este nuevo proceso y me vieron culminarlo. Con cariño a mi hermana quien ha sido una de las personas que más me ha cuidado y apoyado en mi vida. Gracias.

Gracias a Mon que me vio aventurarme en este camino de la ingeniería y me ha visto concluirlo y seguir un poco más. Gracias por haberme adoptado.

Gracias David, por toda la paciencia que mostraste al explicarme cálculo todos los días.

A mi amigo Israel quien me regalo una retroexcavadora de madera confiando en que un día terminaría la carrera de ingeniería civil.

Agradezco a la UNAM quien una vez más me abrió las puertas y me dejó recorrer sus pasillos y continuar con mi crecimiento profesional, disfrute mucho mis días en ciudad universitaria.

Agradezco a la Facultad de Ingeniería, en especial al Programa de Especialidad en Hidráulica, cuyos profesores han sido muy importantes para mejorar mis conocimientos.

Agradezco al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías (CONAHCYT) por el apoyo económico brindado durante el curso de mis estudios de posgrado.

Con especial gratitud a la Dra. Lilia Reyes, quien me apoyo y me guio durante todo este recorrido, agradezco todo el tiempo que se tomó para explicarme y aclarar mis dudas.

“Después de la tormenta viene la calma” – Anónimo

El tema de mi charla es la lluvia. Hoy en día hasta un empresario habla de “lluvia de ideas” ... En esta ciudad caen tormentas torrenciales. Conferencias bajo la lluvia- Juan Villoro.

Es evidente que Dios me concedió un destino oscuro. Ni siquiera cruel.

Simplemente oscuro. Es evidente que me concedió una tregua, hasta entonces nubecita...ojalá me encuentres en el aroma de los libros. La tregua – Mario Benedetti

“Me gusta el aroma de la lluvia, me gusta ver llover, me gusta caminar bajo la lluvia, me gusta ver a las personas correr bajo la lluvia, me gusta llorar bajo la lluvia, me gusta que llueva, aunque, la lluvia dentro de mí me hace sentir muy solo”- Anónimo

Introducción

En México, existen cerca de 60 aeropuertos, siendo Tlaxcala, el único estado que no cuenta con aeropuerto. La infraestructura que requieren los aeropuertos implica la participación de distintas disciplinas, en el caso de la ingeniería civil, la participación de ingenieros geotécnicos, estructuristas e hidráulicos es necesaria para el desarrollo y operación de los aeropuertos.

La seguridad operacional, es la prioridad dentro de los aeropuertos, todas y cada una de las áreas en el lado aire, cuyos espacios son aquellos en los que operan las aeronaves, deben de estar perfectamente comunicadas, con la única finalidad de evitar accidentes. En el caso de la infraestructura que compete a la ingeniería civil, se puede encontrar que, el diseño y construcción de los pavimentos es una de las principales necesidades, pues es sobre la capa asfáltica de rodadura, donde los aviones se trasladan.

La Organización de Aviación Civil Internacional (OACI), es un organismo de las Naciones Unidas que ayuda a 193 países a cooperar entre sí. Este organismo es quien establece a nivel internacional, todas las recomendaciones y normatividades para el diseño de aeródromos, entre las recomendaciones en el lado aire, es el desalajo y captación de agua pluvial en pista, rodajes y plataforma. El desalajo de agua, en estos sitios se logra con una pendiente transversal, sin embargo, la captación para su desalajo fuera del aeropuerto se logra por medio de tuberías, canales, trincheras y cunetas.

El análisis hidrológico para el diseño y dimensionamiento de estructuras hidráulicas es sumamente importante, y debiéndose analizar con distintos métodos estadísticos, usando la información que proporciona el sistema meteorológico nacional. Este análisis es específico para cada aeropuerto, ya que las condiciones climatológicas son distintas en cada estado de la República Mexicana.

Este trabajo se encuentra dividido en VI capítulos. En el primer capítulo se abordará la descripción de las zonas de operación de los aeropuertos, así como, las necesidades hidráulicas que se requieren en el lado aire.

En el capítulo II, se describirá cuáles son las fuentes de datos, para la obtención de información climatológica. Además, se abordarán los métodos estadísticos, que se utilizan para el manejo de la información, revisando las pruebas de estacionariedad, la prueba de

independencia, y finalmente las funciones de distribución, para la obtención de precipitaciones en distintos periodos de retorno.

El capítulo III, se revisarán los métodos sintéticos para la obtención de gastos y los hidrogramas unitarios.

El capítulo IV, abordará, las ecuaciones para el dimensionamiento geométrico de canales trapeciales y rectangulares, también de tuberías que trabajen a superficie libre o presión, y por último se describían las ecuaciones para cunetas.

En el capítulo V se muestra la aplicación de los conceptos revisados en los cuatro capítulos anteriores, en la nueva plataforma de aviación del aeropuerto de Puerto Vallarta.

Finalmente, en el capítulo VI, se abordarán las conclusiones del presente trabajo.

Índice

Introducción.....	3
Capitulo I. Descripción De Las Zonas Lado Aire Y Lado Tierra.....	8
1.1 Lado Tierra	9
1.2 Lado Aire	9
1.3 Problemáticas y necesidades hidráulicas del lado aire.....	10
1.4 Obras hidráulicas pluviales requeridas para el lado aire.....	12
Capitulo II. Análisis de precipitación	13
2.1 Obtención y manejo de la base de datos de precipitación	13
2.1 Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA's)	16
2.2 Estaciones Sinópticas Meteorológicas (ESIME's)	17
2.3 Análisis estadístico de datos de lluvia	17
2.4 Métodos estadísticos	18
2.4.1 Sesgo	18
2.4.2 Sesgo nulo	18
2.4.3 Varianza sesgada	19
2.4.4 Varianza insesgada	19
2.4.5 Coeficiente se asimetría sesgado.....	19
2.4.5 Coeficiente de asimetría insesgado	20
2.4.6 Coeficiente de curtosis sesgado	20
2.4.7 Coeficiente de curtosis insesgado	20
2.5 Pruebas de Estacionariedad.....	21
2.5.1 Prueba de Helmert	21
2.5.2 Prueba t de Student.....	21
2.5.3 Prueba de Cramer	22
2.6 Prueba de Independencia de Evento	23
2.7 Funciones de distribución univariadas.....	24
2.7.1 Distribución Normal.....	24
2.7.2 Distribución Log Normal de dos parámetros.....	24

2.7.3 Distribución Gumbel	25
2.7.4 Distribución Exponencial de un parámetro	26
2.7.5 Distribución Exponencial de dos parámetros β y x_0	27
2.7.6 Distribución Gamma con dos parámetros	28
2.7.7 Distribución Log Pearson tipo III	29
2.7.8 Distribución General de Valores Extremos (GVE)	31
2.7.9 Distribución Gamma con tres parámetros	34
2.7.10 Distribución Log Normal de 3 parámetros.....	36
2.8 Determinación del Error Estándar.....	37
Capitulo III. Métodos sintéticos para la obtención de gastos	38
3.1 Método de las envolventes.....	38
3.2 Método de la Formula Racional	40
3.3 Método del hidrograma unitario tradicional (HU).....	41
3.4 Hidrograma curva S	42
3.5 Método de Chow.....	43
3.6 Hidrogramas sintéticos.....	44
3.6.1 Hidrograma Unitario Triangular	44
3.6.2 Hidrograma Unitario Adimensional	45
Capitulo IV. Dimensionamiento de las obras hidráulicas requeridas para el lado aire.....	46
4.1 Tiempo de Concentración	46
4.2 Diseño de canales para diferentes geometrías.....	48
4.2.1 Sección Trapecial.....	49
4.2.2. Sección Rectangular	50
4.2.3 Sección Circular.....	52
4.2.4 Cuneta triangular	54
Capitulo V. Aplicaciones	56
5.1 Descripción del sitio de estudio	56
5.2 Análisis hidrológico	57

5.3 Determinación de Estacionariedad	59
5.4 Prueba de independencia	64
5.5 funciones de Distribución	65
5.6 Diseño de elementos hidráulicos	67
5.6.1 Dimensionamiento de la cuneta Triangular.....	67
5.6.2 Dimensionamiento del Canal Trapecial.....	73
Capítulo VI. Conclusiones.....	81
Bibliografía.....	82

Capítulo I. Descripción De Las Zonas Lado Aire Y Lado Tierra

La relevancia del transporte aéreo ha tenido una evolución positiva a lo largo de los años dentro del país y en general a nivel global. Los aeropuertos representan un factor importante para el desarrollo económico local y del mismo país, así como, un símbolo de competitividad a nivel mundial (Díez, Gago y Córdoba 2016).

En México en el año de 1965 se creó la Dirección General de Aeropuerto y el organismo público descentralizado Aeropuertos y Servicios Auxiliares (ASA). El trabajo de ASA fue administrar e incrementar el número de aeropuertos en nuestro país, cumpliendo con los estándares de la aviación internacional. (Gobierno de México, 2016).

En la actualidad la infraestructura aeroportuaria cubre las principales ciudades de nuestro país, existiendo actualmente 67 aeropuertos, operados por 4 grupos aeroportuarios; Grupo Aeroportuario Centro Norma (OMA) que opera 13 aeropuertos, Grupo Aeroportuario de Pacífico (GAP) que opera 12 aeropuertos, Aeropuertos del Sureste (ASUR) que opera 9 aeropuertos, Aeropuertos y Servicio Auxiliares (ASA) que opera 19 aeropuertos, Aeropuertos Administrados por Gobiernos Estatales 10 aeropuertos, un aeropuerto operado por la SEMAR, y tres Aeropuertos operados por la SEDENA. (Gobierno de México, 2023).

En la actualidad el transporte aéreo es uno de los medios más rápidos y eficientes del mundo, la infraestructura necesaria para que pasajeros y mercancía de carga, puedan trasladarse entre terminales, plataformas de aviación, y los aviones puedan realizar sus despegues y aterrizajes, se conforma de las siguientes áreas: pista, plataforma de aviación y terminales. Como lo señala Del Valle (2023), de forma sencilla, se puede dividir un aeropuerto en dos zonas; el lado tierra y el lado aire.

De acuerdo con Galíndez López, D., Solorio Aguirre, A., Ocampo Cornejo, M. y Arellano Bolio, M. (2007), el lado aire y lado tierra de los aeropuertos está conformado de la siguiente manera:

1.1 Lado Tierra

Está integrado por el edificio terminal y estacionamiento para aviación comercial y general, vialidades que comunican todas las zonas del aeropuerto, y con la vía principal que comunica con los centros urbanos que generan la demanda; además del entorno del aeropuerto, como vialidades, hoteles, restaurantes, que den servicio a los usuarios del transporte aéreo. La terminal tiene la función de realizar la transferencia de pasajeros y sus equipajes, desde el punto de intercambio entre el transporte terrestre y el edificio de pasajeros hasta el punto de enlace con las aeronaves. El lado tierra también comprende todo el espacio perimetral y vialidades que rodea el aeropuerto y que está dentro de las instalaciones del aeropuerto (Galíndez, Solorio, Ocampo. y Bolio, 2007).

1.2 Lado Aire

Es el lugar donde se realizan todas las operaciones e instalaciones que se encuentran envueltas en las etapas de movimiento de las aeronaves mientras están en tierra, está comprendida por las pistas, calles de rodaje y plataformas, donde el avión realiza sus movimientos para efectuar la carga y descarga de los pasajeros y/o mercancías en los despegues y aterrizajes; así como de las ayudas de navegación para el control de tránsito aéreo, (Galíndez, Solorio, et al. 2007).

Las plataformas para aeronaves abarcan, entre otras cosas: emplazamientos, trazo, numero requerido de puesto de estacionamiento de aeronave, instalaciones para la carga y descarga de mercancías y para embarque y desembarque de pasajeros e instalaciones para atender a las aeronaves.

De igual forma el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), define estos dos espacios de la siguiente manera:

“el lado aire se centra en las operaciones de las aeronaves y de todo lo que se mueve alrededor de éstas; en el lado tierra los servicios giran alrededor de los pasajeros y la carga aérea” (Gobierno de México, 2023).

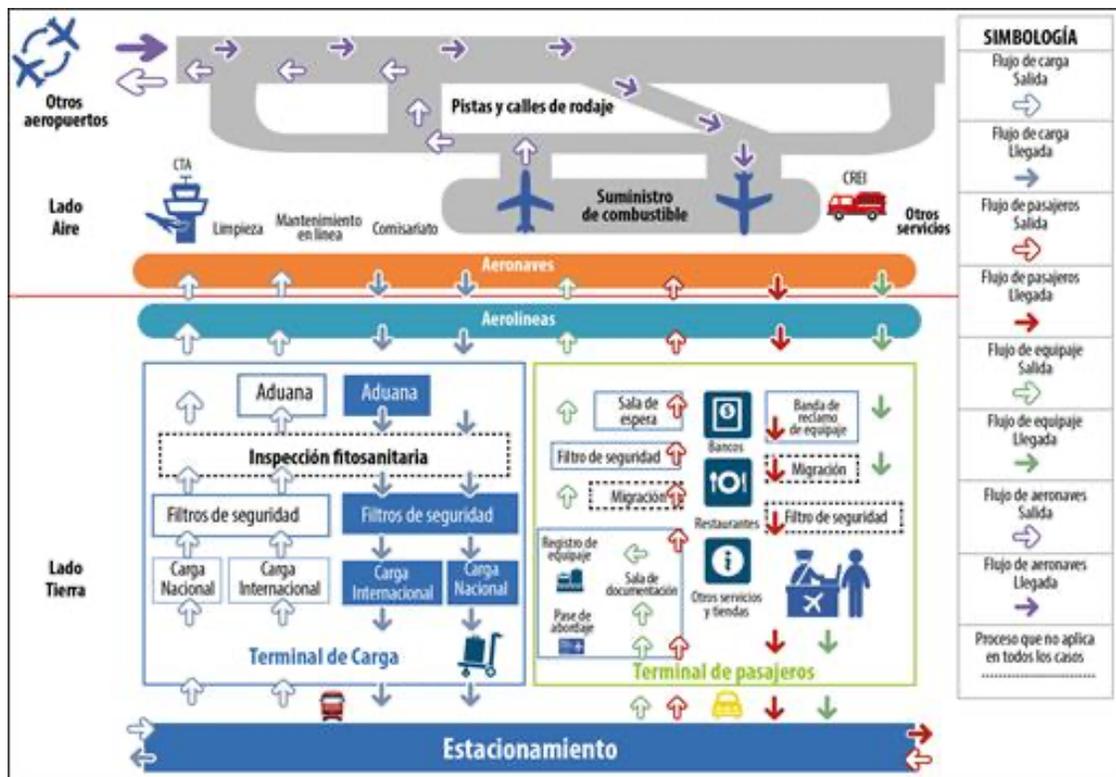


Figura 1.1. Lado Aire y Lado Tierra. Figura tomada del instituto Mexicano del Transporte: Logística de las operaciones Aeroportuarias. Autores. Herrera, A., Olgún, L. y Valladares, I. (2023) (<https://imt.mx/resumen-boletines.html?IdArticulo=428&IdBoletin=160>)

1.3 Problemáticas y necesidades hidráulicas del lado aire

A diferencia de las vías de comunicación terrestres, las vías aéreas, no necesitan una infraestructura para llevar a cabo sus desplazamientos entre aeropuertos, sin embargo, la infraestructura que se necesita para llevar los aterrizajes, despegues y parqueos de las aeronaves, implica cumplir con las normas establecidas por la *International Civil Aviation Organization (OACI)*, para mantener la seguridad de los pasajeros y aeronaves. En relación con lo anterior, cabe mencionar lo siguiente:

El Convenio sobre Aviación Civil Internacional (1944), o Convenio de Chicago, es el tratado normativo más importante con relación al Derecho Público Internacional Aeronáutico. La Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) fue creada por el Convenio sobre Aviación Civil Internacional y firmado en Chicago el 12 de diciembre de 1944. Los fines y objetivos de la Organización son desarrollar los principios y técnicas de la navegación aérea internacional y fomentar la organización y el desenvolvimiento del

transporte aéreo internacional. (Organización de Aviación Civil Internacional [OACI], 2023, párr. 1).

La Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) es un organismo de las Naciones Unidas que ayuda a 193 países a cooperar entre sí y a compartir sus cielos en beneficio mutuo. Por ellos es necesario que todos los países pertenecientes, cumplan con las normas establecidas por la OACI. (OACI, 2023).

De acuerdo con el anexo 14 de la OACI (Aeródromos: Diseño y operación de aeródromos, Vol. I, 2022), se establecen las siguientes recomendaciones en cuanto a el desalojo de agua pluvial:

- El apartado 3.1.19 se indica que la evacuación del agua deberá ser rápida sobre la superficie de la pista.
- El apartado 7.1.1 se indica que el desalojo del agua debe ser primordial para garantizar la seguridad operacional.
- El apartado 7.2.1 menciona que el drenaje superficial es un requisito elemental, pues el objetivo es drenar el agua de manera eficiente.

Para determinar el desalojo adecuado del agua pluvial y el correcto trazo y diseño de las obras de drenaje, es necesario desarrollar un estudio hidrológico que permita garantizar el correcto dimensionamiento y funcionamiento de las obras, reduciendo al mínimo la cantidad de agua que pueda afectar las calles de rodaje, pista y plataforma, así como el correcto desalojo de toda el agua captada.

De acuerdo con Stowhas (2017), la hidrología es una ciencia de tipo descriptiva y cualitativa, que estudia el origen, distribución, circulación y propiedades del agua, cuyas aplicaciones son tomadas por disciplinas de tipo cuantitativo, como lo son la agronomía y la ingeniería hidráulica.

Stowhas (2017) menciona que un análisis hidrológico, consiste en la determinación de la calidad, cantidad y distribución en el tiempo y en el espacio del recurso en una cuenca, de la distribución de los caudales de un determinado curso de agua, de la determinación de los caudales de diseño, para dimensionar distintos tipos de obras hidráulicas, la

determinación de caudales ecológicos que deben de ser conservar en un río, la estimación de caudales a corto, mediano y largo plazo.

Es clara la necesidad de los análisis hidrológicos, cuyos resultados permitirán planificar y diseñar de forma eficiente, las obras civiles necesarias para encausar, captar, desalojar la lluvia de forma segura y con las mejores condiciones de operación.

1.4 Obras hidráulicas pluviales requeridas para el lado aire

De acuerdo con lo establecido en el anexo 14 (Aeródromos: Diseño y operación de aeródromos, Vol. I, 2022), el desalojo de agua en la pista es primordial, sin embargo, tanto en rodajes como en la plataforma, el agua de lluvia debe ser captada y desalojada de forma eficiente, para mantener la seguridad operacional. Para ello es necesario que se existan distintas obras de drenaje, que cumplen este objetivo, como lo son: alcantarillas, canales, tuberías, cunetas, que forman parte de un sistema que permite la canalización y desalojo del agua pluvial en el lado aire.

De acuerdo con la Comisión Nacional del Agua (2015) manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (libro 4), se definen las siguientes estructuras para el drenaje:

- Alcantarilla: Es un conducto de tipo subterráneo para conducir agua.
- Cunetas: Estructura hidráulica descubierta, y de sentido longitudinal, cuya función es transportar el agua de lluvia. Generalmente esta estructura se encuentra a los lados de un camino, y es de forma triangular.
- Canal: Estructura hidráulica, de forma trapezoidal, circular o rectangular, que transporta agua a superficie libre.
- Drenaje: Medio empleado para desalojar el exceso de lluvia sobre una determinada superficie.
- Rejilla: Estructura metálica con aberturas generalmente de tamaño uniforme utilizadas para retener sólidos y permitir el paso vehicular
- Tubería: un tubo es un cuerpo cilíndrico con un orificio interior. Mientras que una tubería es un sistema de tubos unidos entre si con la finalidad de transportar algún tipo de fluido, solido o gas. Un tubo está compuesto por 3 diámetros: interior, exterior y nominal.

Capítulo II. Análisis de precipitación

2.1 Obtención y manejo de la base de datos de precipitación

En México, el Sistema de Información Hidrológica (SIH), es el sistema que se encarga del manejo de datos hidrológicos de estaciones convencionales y automáticas climatológicas e hidrométricas, que pertenecen a la red de CONAGUA (Comisión Nacional del Agua, [CONAGUA], 2023). Siendo CONAGUA el máximo órgano regulador que tiene como objetivo administrar y preservar las aguas dentro de nuestro país.

De acuerdo con información de CONAGUA (2023), en México existen 2924 estaciones climatológicas de las cuales 79 son observatorios que transmiten en tiempo real la información meteorológica cada tres horas y 862 estaciones hidrométricas operando. Las estaciones climatológicas están encargadas de medir precipitación, temperatura, humedad relativa, evaporación, radiación, presión, dirección y velocidad del viento.

La precipitación es medida a través de un pluviógrafo o un pluviómetro, como lo señala Aparicio (1989), un pluviómetro es un recipiente cilíndrico graduado, el cual tiene conectado un embudo, cuya función es captar el agua de lluvia, mientras que un pluviógrafo es muy similar, sin embargo, cuenta con un mecanismo que permite un registro continuo de la precipitación.

Por otra parte, una estación hidrométrica cuenta con una regla graduada colocada escalonadamente en un río, arroyo, laguna con la finalidad de medir la cantidad de agua disponible en estos cuerpos de agua originados por las lluvias y los escurrimientos, CONAGUA (2023). La información de las estaciones climatológicas o de las estaciones hidrográficas se puede consultar a través de dos sitios, uno de ellos es el SIH de CONAGUA.

Sistema de Información Hidrológica (SIH)

Figura 2.1. Sistema de Información Hidrológica. Tomada de: <https://sih.conagua.gob.mx>

La cual da la posibilidad de poder consultar todas las estaciones hidrométricas que se encuentran en la República Mexicana a través de un mapa interactivo.



Figura 2.2 Estaciones Hidrométricas. Tomada de: <https://sih.conagua.gob.mx>

Al hacer zoom a la región de interés, se puede identificar la estación hidrométrica que este cerca del sitio de estudio.

Si se desea consultar información de precipitación es necesario ir al mismo portal, ubicar el mapa correspondiente de estaciones climatológicas, hacer zoom a la zona interés y seleccionar la/las estaciones más cercanas al sitio.



Figura 2.3 Estaciones Climatológicas. Tomada de: <https://sih.conagua.gob.mx>

La información de las estaciones climatológicas también puede ser consultada a través del portal del Sistema Meteorológico Nacional (SMN.)



Figura 2.4 Información Estadística Climatológica. Tomada de:

<https://smn.conagua.gob.mx/es/climatologia/informacion-climatologica/informacion-estadistica-climatologica>

En el portar es posible acceder a un mapa interactivo que muestra, las estaciones climatológicas en la República Mexicana, y de igual manera, es posible acceder a distintos tipos de información, como son: el nombre de la estación, su latitud, altitud y longitud, la climatología diaria y mensual.



Figura 2.5 Mapa de Estaciones Climatológica. Tomada de: <https://smn.conagua.gob.mx/es/climatologia/informacion-climatologica/informacion-estadistica-climatologica2.2>

2.1 Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA's)

De acuerdo con información del Sistema Meteorológico Nacional (SMN,2016), una estación meteorológica automática (EMA), es un dispositivo automático, cuyos sensores tienen la capacidad de registrar distintas variables atmosféricas como son: la velocidad y dirección del viento, temperatura del aire, humedad relativa, presión atmosférica, precipitación pluvial, radiación solar, combustibilidad, temperatura a 10 cm del suelo y nivel del agua. Dichos datos son enviados vía satelital, al SMN, para poder ser interpretados en los pronósticos meteorológicos y así poder emitir boletines.

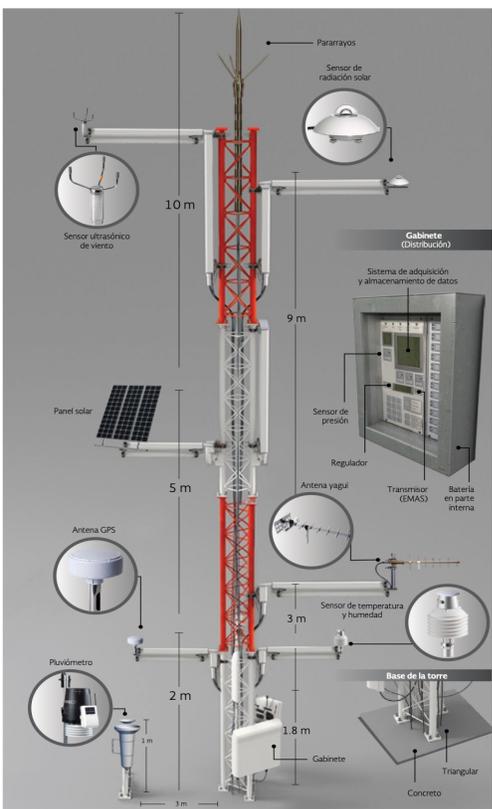


Figura 2.6 Estación meteorológica automática (EMA). Tomado de: https://files.conagua.gob.mx/conagua/publicaciones/Publicaciones/SMN_tiempo_y_clima.pdf

2.2 Estaciones Sinópticas Meteorológicas (ESIME's)

Se trata de dispositivos que operan de manera automática que registran variables atmosféricas, dicha información al ser procesada es transmitida a través de internet por medio de mensajes sinópticos cada 3 horas (0, 3, 6, 9, 12, 15, 18 y 21 horas), con el objetivo de obtener una visión de la atmósfera en todo el planeta (SMN, 2016).

2.3 Análisis estadístico de datos de lluvia

De acuerdo con Aparicio (1989), el diseño de las obras hidráulicas, están asociadas a eventos hidrológicos futuros. Es por ello por lo que, para poder estimar, un evento hidrológico en un determinado tiempo es necesario recurrir a la probabilidad y estadística.

Como lo menciona Díaz (2010), la interpretación y comportamiento de las variables hidrológicas, se deben realizar mediante la estadística. Los datos de precipitación que son recabados por parte del sistema meteorológico nacional deben tener un análisis estadístico, para presentar los datos de forma adecuada.

Es importante diferenciar que es una muestra y una población, pues son conceptos con los que se debe estar familiarizados, de acuerdo con Abelardo Díaz (2010), estos dos conceptos se diferencian por el número de datos que posee cada uno. La muestra es una cantidad finita obtenida de una población, mientras que la cantidad de datos que posee una población es infinita.

2.4 Métodos estadísticos

Como lo establece Díaz (2010) los métodos estadísticos nos van a permitir obtener conclusiones acerca de cómo se comporta una serie de datos (población), a partir de una muestra o muestras. Es importante aclarar que los resultados que se obtienen describen un comportamiento y no predicen una causalidad.

Para aplicar de manera adecuada, los métodos estadísticos, se mencionarán algunas de las funciones de distribuciones aplicándolas en la hidrología. Los conceptos de los apartados 2.4.1 al 2.7 son tomados de Escalante y Reyes (2002).

2.4.1 Sesgo

Un estimador debe estar “próximo” en algún sentido al valor verdadero del parámetro desconocido.

2.4.2 Sesgo nulo

Un estimador $\hat{\theta}$ de un parámetro poblacional θ tiene un sesgo nulo cuando $E(\hat{\theta}) = \theta$ de lo contrario es insesgado.

El sesgo se obtiene como $B = E(\hat{\theta}) - \theta$

2.4.3 Varianza sesgada

$$S_{sesg}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \quad (2.01)$$

Donde:

X_i : valor de la i-ésima variable aleatoria

\bar{X} : media

n: longitud del registro disponible

2.4.4 Varianza insesgada

$$S_{insesg}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1} \quad (2.02)$$

Donde:

X_i : valor de la i-ésima variable aleatoria

\bar{X} : media

n: longitud del registro disponible

2.4.5 Coeficiente de asimetría sesgado

$$g_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{S_{sesg}^2 \left(\frac{3}{2}\right)} \quad (2.03)$$

Donde:

X_i : valor de la i-ésima variable aleatoria

\bar{X} : media

n: longitud del registro disponible

2.4.5 Coeficiente de asimetría insesgado

$$g_{insesg} = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)} g_{sesg} \quad (2.04)$$

Donde:

n: longitud del registro disponible

2.4.6 Coeficiente de curtosis sesgado

$$k_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(S_{sesg}^2)^2} \quad (2.05)$$

Donde:

X_i : valor de la i-ésima variable aleatoria

\bar{X} : media

2.4.7 Coeficiente de curtosis insesgado

$$k_{insesg} = \frac{n^3}{(n-1)(n-2)(n-3)} k_{sesg} \quad (2.06)$$

Donde:

n: longitud del registro disponible

2.5 Pruebas de Estacionariedad

Si las características estadísticas como, la media, desviación estándar, y los coeficientes de correlación, tienden a oscilar alrededor de una media constante, es decir, sin presentar cambios negativos o positivos, se dice que la serie es estacionaria u homogénea, mientras que si la media o la varianza, presentan saltos positivos y negativo entonces la serie es no estacionaria o no homogénea.

A continuación, se describen algunas de las pruebas empleadas para este fin.

2.5.1 Prueba de Helmer

La prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento Q_i^j de la serie j para $i=1, 2, \dots, n_j$, con respecto a su valor $\overline{Q^j}$. Si el signo de la desviación, es seguido de una desviación con el mismo signo, entonces se considera que se forma una secuencia S , de ser signo contrario se considera un cambio C .

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1} \quad (2.07)$$

Donde:

n_j : número total de datos para la serie j

2.5.2 Prueba t de Student

Si se considera una serie Q_i^j para $i=1, 2, \dots, n_j$, del sitio j , se divide en dos conjuntos de tamaño $n_1 = n_2 = \frac{n_j}{2}$

$$t_d = \frac{\overline{x}_1 - \overline{x}_2}{\left[\frac{n_1 s_1^2 + n_2 s_2^2}{n_1 + n_2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (2.08)$$

Donde:

\overline{x}_1, s_1^2 son la media y la varianza de la primera parte del registro de tamaño n_1

\overline{x}_2, s_2^2 son la media y la varianza de la segunda parte del registro de tamaño n_2

El valor de t_d se compara con el valor de la distribución t de Student de dos colas, y con $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y para un nivel $\alpha = 0.005$.

Si el valor absoluto de t_d es mayor que la distribución t de Student, se considera que la serie Q_i^j es no homogénea.

2.5.3 Prueba de Cramer

El objetivo de la prueba es verificar la homogeneidad en el registro Q_i^j de la serie j para $i=1, 2, \dots, n_j$, y para determinar si el valor medio no varía significativamente de un periodo de tiempo a otro. Por ello, se consideran tres bloques, el primero del tamaño total de la muestra n_j ; el segundo de tamaño n_{60} (60% de los últimos valores de la muestra n_j); y el tercero de tamaño n_{30} (30% de los últimos valores de la muestra n_j).

Para que se considere la serie analizada como estacionaria en la media, se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa entre las medias de los bloques.

$$Q^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j} \quad (2.09)$$

$$S_Q^j = \left[\frac{1}{(n_j - 1)} \sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \overline{Q^j})^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.10)$$

$$\overline{Q_{60}^j} = \sum_{k=1}^{n_{60}} \frac{Q_k^j}{n_{60}} \quad (2.11)$$

$$\overline{Q_{30}^j} = \sum_{k=1}^{n_{30}} \frac{Q_k^j}{n_{30}} \quad (2.12)$$

$$\tau_{60}^i = \frac{\overline{Q_{60}^j} - \overline{Q^j}}{S_Q^j} \quad (2.13)$$

$$\tau_{30}^i = \frac{\overline{Q_{30}^j} - \overline{Q^j}}{S_Q^j} \quad (2.14)$$

$$t_w = \left\{ \frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w[1 + (\tau_w^i)^2]} \right\}^{\frac{1}{2}} |\tau_w^i| \quad (2.15)$$

Donde:

w= 60 y 30

El estadístico t_w tiene distribución t de Student de dos colas con $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y para un nivel $\alpha = 0.005$.

Si y solo si el valor absoluto de t_w , para w=60 y w=30, es mayor que el de la distribución t de Student, se concluye que la serie Q_i^j es no homogénea.

2.6 Prueba de Independencia de Evento

Este concepto permite identificar si la muestra está formada por variables aleatorias e independientes. A continuación, se describe la prueba de Anderson.

La expresión para obtener el coeficiente de autocorrelación es:

$$r_k^j = \frac{\sum_{i=1}^{n_j-k} (Q_i^j - \overline{Q^j})}{\sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \overline{Q^j})^2} \quad \text{para } r_0^j \text{ y } k = 1, 2, \dots, \frac{n_j}{3} \quad (2.16)$$

Donde:

k: tiempo de retraso

r_k^j : coeficiente de autocorrección serial

$\overline{Q^j}$: media

Además, los límites al 95% de confianza para r_k^j se puede obtener como:

$$r_k^j(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n_j - k - 1}}{n_j - k} \quad (2.17)$$

2.7 Funciones de distribución univariadas

A continuación, se mencionan las funciones univariadas: Distribución Normal, Log Normal de dos parámetros, distribución Gumbel, Distribución Exponencial de dos parámetros, Distribución Gamma con dos parámetros, Distribución Log Pearson tipo III, Distribución General de Valores Extremos (GVE), Distribución Gamma con tres parámetros y la Distribución Log Normal de tres parámetros, que se encuentran descritas en el libro Técnicas Estadísticas en Hidrología, del Dr. Carlos Escalante y la Dra. Lilia Reyes del año 2002.

2.7.1 Distribución Normal

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (2.18)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (2.19)$$

Donde:

μ : parámetros de ubicación

σ : parámetros de escala

La estimación de los parámetros por el método de momentos y máxima verisimilitud es:

$$\mu = \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.20)$$

$$\hat{\sigma}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad (2.21)$$

2.7.2 Distribución Log Normal de dos parámetros

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}, x > 0 \quad (2.22)$$

Donde:

μ_y : parámetros de ubicación

σ_y : parámetros de escala

La estimación de los parámetros por el método de momentos y máxima verisimilitud es:

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (2.23)$$

$$\hat{\sigma}_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \hat{\mu}_y]^2} \quad (2.24)$$

2.7.3 Distribución Gumbel

$$F(x) = e^{-e^{-\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]}} \quad (2.25)$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]} e^{-e^{-\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]}} \quad -\infty < x < \infty, \quad \alpha > 0 \quad (2.26)$$

Donde:

v : parámetros de ubicación

α : parámetros de escala

La estimación de los parámetros por el método de momentos y máxima verisimilitud es:

$$\hat{v} = \bar{x} - 0.45 S \quad (2.27)$$

$$\hat{\alpha} = 0.78 S \quad (2.28)$$

Los parámetros por máxima verosimilitud son:

$$P = n - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (2.29)$$

$$R = n - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i e^{-y_i} \quad (2.30)$$

Donde:

$$y_i = \frac{x_i - v}{\alpha} \quad (2.31)$$

Criterios de convergencia

$$\frac{P}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad y \quad \frac{-R}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad (2.32)$$

Incremento

$$\delta_{vi} = (1.1P_j - 0.26R_j) \frac{\alpha_i}{n} \quad (2.33)$$

$$\delta_{\alpha i} = (0.26P_j - 0.61R_j) \frac{\alpha_i}{n} \quad (2.34)$$

Nuevos valores

$$\hat{v}_{j+1} = \hat{v}_j + \delta_{vj} \quad (2.35)$$

$$\hat{\alpha}_{j+1} = \hat{\alpha}_j + \delta_{\alpha j} \quad (2.36)$$

2.7.4 Distribución Exponencial de un parámetro

$$F(x) = 1 - \beta e^{-\beta x} \quad (2.37)$$

$$f(x) = \beta e^{-\beta x} \quad (2.38)$$

Donde:

β : parámetro de escala

$$\mu = \frac{1}{\beta} \quad (2.39)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{\beta^2} \quad (2.40)$$

La estimación de los parámetros por el método de momentos y máxima verosimilitud es:

$$\hat{\beta} = \frac{1}{\hat{\mu}} = \frac{1}{\bar{x}} \quad (2.41)$$

2.7.5 Distribución Exponencial de dos parámetros β y x_0

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad (2.42)$$

$$f(x) = \frac{1}{\beta} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad (2.43)$$

Donde:

x_0 : parámetro de ubicación

β : parámetro de escala

$$\mu = x_0 + \beta \quad (2.44)$$

$$\sigma^2 = \beta^2 \quad (2.45)$$

$$\gamma = 2 \quad (2.46)$$

Los estimadores por momentos son:

$$\hat{\beta} = S \quad (2.47)$$

$$\hat{x} = \bar{x} - S \quad (2.48)$$

Los estimadores por máxima verosimilitud son:

$$\hat{\beta} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_{(1)})}{n - 1} \quad (2.49)$$

$$\hat{x}_0 = x_{(1)} - \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_{(1)})}{n - 1} \quad (2.50)$$

Donde:

$x_{(1)}$: primer valor de la muestra ordenada de menor a mayor

2.7.6 Distribución Gamma con dos parámetros

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} dx \quad (2.51)$$

$$f(x) = \frac{x^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \quad (2.52)$$

Donde:

α : parámetro de escala ($\alpha > 0$)

β : parámetro de forma ($\beta > 0$)

$\Gamma(\beta)$: función gamma

La estimación de los parámetros por el método de momentos y máxima verosimilitud es:

$$\hat{\alpha} = \frac{s^2}{\bar{x}} \quad \hat{\beta} = \left(\frac{\bar{x}}{s}\right)^2 \quad (2.53)$$

Los estimadores por máxima verosimilitud son:

$$\hat{\alpha} = \frac{\bar{x}}{\beta} \quad (2.54)$$

El estimador de $\hat{\beta}$ se obtiene de resolver

$$F(\hat{\beta}) = \hat{\mu}_y - \ln(\hat{\mu}_x) + \ln(\hat{\beta}) - \psi(\hat{\beta}) = 0 \quad (2.55)$$

Empleando como valor inicial

$$\hat{\beta} = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{4}{3}c}}{4c} \quad c = \ln(\bar{x}) - \hat{\mu}_y \quad (2.56)$$

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \quad (2.57)$$

$$\hat{\mu}_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.58)$$

La aproximación de la función digamma de $\hat{\beta}$ es:

$$\psi(\hat{\beta}) = \ln(\hat{\beta} + 2) - \frac{1}{2(\hat{\beta} + 2)} - \frac{1}{12(\hat{\beta} + 2)^2} + \frac{1}{120(\hat{\beta} + 2)^4} - \frac{1}{252(\hat{\beta} + 2)^6} - \frac{1}{(\hat{\beta} + 1)^2} - \frac{1}{\hat{\beta}} \quad (2.59)$$

2.7.7 Distribución Log Pearson tipo III

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)x} \left(\frac{\ln x - y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{\ln x - y_0}{\alpha}\right)} \quad (2.60)$$

$$0 < x < \infty$$

$$\gamma > 0$$

Donde:

y_0 : parámetros de ubicación

α : parametro de escala

β : parámetro de forma

Los estimadores por momentos (método directo) son:

$$\hat{\alpha} = \frac{1}{A + 3} \quad (2.61)$$

$$\mu_r = \sum_{i=1}^n \frac{x_j^r}{n} \quad r = 1,2,3 \quad (2.62)$$

$$B = \frac{\ln(\hat{\mu}_3) - 3 \ln(\hat{\mu}_1)}{\ln(\hat{\mu}_2) - 2 \ln(\hat{\mu}_1)} \quad (2.63)$$

$$C = \frac{1}{B - 3} \quad (2.64)$$

Si $3.5 < B \leq 6$

$$A = 0.23019 + 1.65262C + 0.20911C^2 - 0.04557C^3 \quad (2.65)$$

Si $3 < B \leq 3.5$

$$A = -0.45157 + 1.99955C \quad (2.66)$$

$$\hat{\beta} = \frac{\ln(\hat{\mu}_2) - 2 \ln(\hat{\mu}_1)}{\ln(1 - \hat{\alpha}) - \ln(1 - 2\hat{\alpha})} \quad (2.67)$$

$$\hat{y}_0 = \ln(\hat{\mu}_1) + \hat{\beta} \ln(1 - \hat{\alpha}) \quad (2.68)$$

Los estimadores por momentos (método indirecto) son:

$$\hat{\beta} = \frac{2}{g_y^2} \quad (2.69)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{s_y}{\sqrt{\beta}} \quad (2.70)$$

Donde y , S_y , g_y son los estadísticos de la serie $y_i = \ln(x_j)$

Los estimadores por máxima verosimilitud son:

$$\hat{\beta} = \frac{1}{1 - \frac{n^2}{\sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \hat{y}_0] \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{\ln(x_i) - \hat{y}_0} \right]}} \quad (2.71)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \hat{y}_0] - \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{\ln(x_i) - \hat{y}_0} \right]} \quad (2.72)$$

El estimador \hat{y}_0 se obtiene al resolver

$$F(\hat{y}_0) = \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \hat{y}_0] - n \ln(\hat{\alpha}) - n \psi(\hat{\beta}) = 0 \quad (2.73)$$

2.7.8 Distribución General de Valores Extremos (GVE)

$$F(x) = e^{-\left[1 - \left(\frac{x-v}{\alpha}\right)\beta\right]^{\frac{1}{\beta}}} \quad (2.74)$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[1 - \left(\frac{x-v}{\alpha}\right)\beta\right]^{\frac{1}{\beta}}} \left(1 - \left(\frac{x-v}{\alpha}\right)\beta\right)^{\frac{1}{\beta}-1} \quad (2.75)$$

Si $\beta = 0$ $-\infty < x < \infty$ entonces la distribución es de tipo I

Si $\beta < 0$ $v + \frac{\alpha}{\beta} \leq x < \infty$ entonces la distribución es de tipo II

Si $\beta > 0$ $-\infty < x \leq v + \frac{\alpha}{\beta}$ entonces la distribución es de tipo III

Donde:

v : parámetro de ubicación

α : parámetro de escala $\alpha > 0$

β : parámetro de forma

La variable reducida GVE es:

$$y = -\ln\left(1 - \left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\beta\right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (2.76)$$

Los estimadores por momentos son:

Para $-11.35 < g < 1.1396$ donde g es el coeficiente de asimetría

$$\hat{\beta} = 0.279434 - 0.333535g + 0.048306g^2 + 0.023314g^3 + 0.00376g^4 + 0.000263g^5 \quad (2.77)$$

Para $1.14 < g < 18.95$

$$\hat{\beta} = 0.25031 - 0.29219g + 0.075357g^2 + 0.010883g^3 + 0.000904g^4 + 0.000043g^5 \quad (2.78)$$

$$A = \mu_x + \hat{B}E[y] = \bar{x} + \hat{B}E[y] \quad (2.79)$$

$$\hat{B} = \left[\frac{\text{var}(x)}{\text{var}(y)}\right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.80)$$

$$\text{Var}(x) = \sigma_x^2 = S_x^2 \quad (2.81)$$

$$E[y] = \Gamma(1 + \hat{\beta}) \quad (2.82)$$

$$\text{Var}(y) = \Gamma(1 + 2\hat{\beta}) + \Gamma^2(1 + \hat{\beta}) \quad (2.83)$$

Para $\hat{\beta} < 0$

$$\hat{\alpha} = -\hat{\beta}\hat{B} \quad (2.84)$$

$$\hat{v} = A + \hat{B} \quad (2.85)$$

Para $\hat{\beta} > 0$

$$\hat{\alpha} = \hat{\beta}\hat{B} \quad (2.86)$$

$$\hat{v} = A - \hat{B} \quad (2.87)$$

Para $\hat{\beta} = 0$

$$\hat{\alpha} = 0.78S \quad (2.88)$$

$$\hat{v} = \bar{x} - 0.45S \quad (2.89)$$

Los estimadores por máxima verosimilitud son:

$$P = n - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (2.90)$$

$$Q = \sum_{i=1}^n e^{-y_i + (\beta-1)y_i} - (1-\beta) \sum_{i=1}^n e^{\beta y_i} \quad (2.91)$$

$$R = n - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i e^{-y_i} \quad (2.92)$$

El criterio de convergencia es:

$$\frac{Q}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad (2.93)$$

$$\frac{1}{\hat{\alpha}} \left(\frac{p+Q}{\hat{\beta}} \right) \approx 0 \quad (2.94)$$

$$\frac{1}{\hat{\beta}} \left[R - \left(\frac{p+Q}{\hat{\alpha}} \right) \right] \approx 0 \quad (2.95)$$

Incrementos

$$\delta_{\hat{v}_j} = -\frac{\hat{\alpha}_j}{n} \left\{ bQ_j + \frac{h(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} + \frac{f}{\hat{\beta}_j} \left[R_j - \frac{(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} \right] \right\} \quad (2.96)$$

$$\delta_{\hat{\alpha}_j} = -\frac{\hat{\alpha}_j}{n} \left\{ hQ_j + a \frac{(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} + \frac{gs}{\hat{\beta}_j} \left[R_j - \frac{(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} \right] \right\} \quad (2.97)$$

$$\delta_{\hat{\beta}_j} = -\frac{1}{n} \left\{ f Q_j + g s \left(\frac{(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} \right) + \frac{c}{\hat{\beta}_j} \left[R_j - \left(\frac{(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} \right) \right] \right\} \quad (2.98)$$

Donde a, b, c, f, g, s y h son los elementos de la matriz varianza de los parámetros de la distribución GVE (Escalante y Reyes, 2002).

Para $-1.5 < \hat{\beta} < 1.0$

$$a = 0.661437 - 0.562798\hat{\beta} + 0.985803\hat{\beta}^2 - 0.059011\hat{\beta}^3$$

$$b = 1.235356 - 0.162161\hat{\beta} - 0.115137\hat{\beta}^2 + 0.009577\hat{\beta}^3$$

$$c = 0.4711 - 0.77627\hat{\beta} + 0.295825\hat{\beta}^2 - 0.009645\hat{\beta}^3$$

$$f = 0.244435 - 0.10287\hat{\beta} - 0.19583\hat{\beta}^2 - 0.016837\hat{\beta}^3$$

$$g s = 0.15373 - 0.411923\hat{\beta} - 0.479209\hat{\beta}^2 - 0.075004\hat{\beta}^3$$

$$h = 0.338937 - 1.209555\hat{\beta} - 0.109822\hat{\beta}^2 - 0.019801\hat{\beta}^3$$

nuevos valores

$$\hat{v}_{j+1} = \hat{v}_j + \delta_{v_j} \quad (2.99)$$

$$\hat{\alpha}_{j+1} = \hat{\alpha}_j + \delta_{\alpha_j} \quad (2.100)$$

$$\hat{\beta}_{j+1} = \hat{\beta}_j + \delta_{\beta_j} \quad (2.101)$$

2.7.9 Distribución Gamma con tres parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha} \right)} \quad (2.102)$$

$$\alpha < 0$$

$$x_0 \leq x \leq \infty$$

$$\gamma > 0$$

Donde:

x_0 : parámetro de ubicación

α : parámetro de escala

β : parámetro de forma

Además

$$\mu = x_0 + \alpha\beta \quad (2.103)$$

$$\sigma^2 = \alpha^2\beta \quad (2.104)$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta}} \quad (2.105)$$

$$\kappa = 3 \left(1 + \frac{\gamma^2}{2}\right) \quad (2.106)$$

Los estimadores por momentos son:

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g^2} \quad (2.107)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{S}{\sqrt{\hat{\beta}}} \quad (2.108)$$

$$\hat{x}_0 = \bar{x} - S\sqrt{\hat{\beta}} \quad (2.109)$$

Los estimadores por máxima verosimilitud son:

$$\hat{\beta} = \frac{1}{1 - \frac{n^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x}_0) \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{(x_i - \hat{x}_0)} \right]}} \quad (2.110)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x}_0) - \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{(x_i - \hat{x}_0)} \right]} \quad (2.111)$$

El estimador \hat{x}_0 se obtiene al resolver

$$F(\hat{x}_0) = \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \hat{x}_0) - n \ln(\hat{\alpha}) - n\psi(\hat{\beta}) = 0 \quad (2.112)$$

2.7.10 Distribución Log Normal de 3 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}, x > -x_0 \quad (2.113)$$

Donde:

x_0 : parámetro de ubicación

μ_y : parámetro de escala

σ_y : parámetro de forma

Los estimadores por momentos son:

$$\hat{x}_0 = \left(1 - \frac{\hat{\eta}_x}{\hat{\eta}_z}\right) \quad (2.114)$$

$$\hat{\eta}_x = \frac{S}{\bar{x}} \quad (2.115)$$

$$\hat{\eta}_z = \frac{1 - w^{\frac{2}{3}}}{w^{\frac{1}{3}}} \quad (2.116)$$

$$w = \frac{(g^2 + 4)^{\frac{1}{2}} - g}{2} \quad (2.117)$$

$$\hat{\mu}_y = \ln\left(\frac{S}{\hat{\eta}_z}\right) - \frac{1}{2}\ln(\hat{\eta}_z^2 + 1) \quad (2.118)$$

$$\hat{\sigma}_y = [\ln(\hat{\eta}_z^2 + 1)]^{\frac{1}{2}} \quad (2.119)$$

Los estimadores por máxima verosimilitud son:

$$\hat{\mu}_y = \sum_{i=1}^n \frac{\ln(x_i - \hat{x}_0)}{n} \quad (2.120)$$

$$\hat{\sigma}_y^2 = \sum_{i=1}^n \frac{[\ln(x_i - \hat{x}_0) - \hat{\mu}_y]^2}{n} \quad (1.121)$$

Y el estimador \hat{x}_0 se obtiene al resolver

$$F(\hat{x}_0) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{(x_i - \hat{x}_0)} (\hat{\mu}_y - \hat{\sigma}_y^2) - \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{(x_i - \hat{x}_0)} \right] \ln(x_i - \hat{x}_0) \right\} = 0 \quad (1.122)$$

2.8 Determinación del Error Estándar

2.9

Como lo menciona Escalante y Reyes (2002), la distribución de ajuste más conveniente es aquella que proporcione el mínimo valor estándar.

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n_j} (x_i^j - \hat{x}^j)^2}{n_j - mp} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.123)$$

Donde:

\hat{x}^j : valor medido

x_i^j : valor estimado por la función de distribución. Los valores son ordenados de mayor a menor.

n_j : longitud de registro analizado

mp : es el número de parámetros de la función

Capítulo III. Métodos sintéticos para la obtención de gastos

Los métodos sintéticos suelen usarse en sitios de interés no aforados, además, Campos (2010) menciona que estos métodos suelen utilizarse en cuencas urbanas donde se busca estimar un gasto máximo, para las condiciones futuras y de desarrollo urbano.

3.1 Método de las envolventes

Como lo mencionan Breña y Jacobo (2006), el método de las envolventes relaciona gastos máximos de distintas cuencas con áreas similares en distintas partes del mundo, con los cuales se obtuvo la siguiente ecuación de la curva:

$$Q_p = 1.303C(0.386A)^\alpha \quad (3.01)$$

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}} \quad (3.02)$$

Donde:

Q_p : gasto pico m^3/s

A : área de la cuenca km^2

C : constante de Creager

Para el caso de la República Mexicana se utiliza la ecuación de Lowry

$$q = \frac{C_L}{(A_c + 259)^{0.85}} \quad (3.03)$$

Donde:

q : es el gasto máximo unitario en $m^3/s/km^2$

A_c : área de la cuenca en km^2

C_L : constante de Lowry

Region Hidrologica	Estación	CL
1	Baja California Noroeste	980
2	Baja California Centro- Oeste	530
3	Baja California Suroeste	2190
4	Baja California Noreste	1050
5	Baja California Centro-Este	990
6	Baja California Sureste	5120
7	Río Colorado	1050
8	Sonora Norte	760
9	Sonora Sur	2140
10	Sinaloa	3290
11	Presidio – San Pedro Zona Costera	4630
11	Presidio – San Pedro Zona Alta	470
12	Lerma Santiago	1290
13	Río Huicicila	760
14	Río Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armería – Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas Alto	1090
18	Balsas Medio y Bajo	4450
19	Cosrta Grande Guerrero	2100
20	Costa Chica de Guerrero Río – Verde	3180
20	Alto Río Verde	390
21	Costa de Oaxaca	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24 A	Alto Bravo – Conchos	1020

24 B	Medio Bravo	5170
------	-------------	------

Tabla 3.1 Valores de la envolvente de Lowry. Tabla tomada del libro principios y fundamentos de la hidrología superficial, pág. 162, Breña y Jacobo (2006).

Region Hidrológica	Estación	C_L
24 C	Río Salado	1410
24 D	Bajo Bravo	2130
25	San Fernando – Soto la Marina	2330
26 A	Alto Panuco	1360
26 B	Bajo Panuco	3010
26 C	Valle de México	760
27	Tuxpan – Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcos	1840
30	Grijalva – Usumacinta	2130
30	Alto Grijalva	610
31	Yucatán Oeste	370
32	Yucatán Norte	ND
33	Yucatán Este	ND
34	Cuencas Cerradas del Norte	230
35	Mapimir	ND
36	Nazas	1510
36	Aguaival	380
37	El Salado	1310

Tabla 3.1(continuación). Valores de la envolvente de Lowry. Tabla tomada del libro principios y fundamentos de la hidrología superficial, pág. 162, Breña y Jacobo (2006).

3.2 Método de la Formula Racional

$$Q_p = 0.278CiA \quad (3.04)$$

Donde:

Q_p : es el gasto máximo en m³/s

C : coeficiente de escurrimiento

i : es la intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración mm/hr.

A : área de la cuenca en km^2 (para áreas menores a 80 hectáreas)

En caso de no contar con pluviógrafo se recomienda la obtención de las curvas $i-d-Tr$.

El tiempo de concentración se puede calcular con la ecuación de Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (3.05)$$

Donde:

t_c : es el tiempo de concentración en (h)

L : longitud del cauce principal en (m)

S : pendiente del cauce principal (m/m)

3.3 Método del hidrograma unitario tradicional (HU)

De acuerdo con Breña y Jacobo (2006) el hidrograma unitario supone que las lluvias con una misma duración y distribución espacial producen hidrogramas unitarios semejantes. Por lo tanto, el área debajo de curva del hidrograma es igual al volumen de escurrimiento directo (V_e), el cual es igual al área de la cuenca por 1 mm de lluvia efectiva. Sin embargo, Breña y Jacobo (2006), señala que este hidrograma tiene como limitación no considerar la variación de la intensidad de la lluvia con respecto al tiempo.

El cálculo de la precipitación efectiva h_{pe} , se obtiene con la siguiente expresión:

$$h_{pe} = \frac{V_e}{A_c} \quad (3.06)$$

El V_e , se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$V_e = \Delta t \sum_{i=1}^n Q_i \quad (3.07)$$

Donde:

h_{pe} : Precipitación efectiva en mm

A_c : área de la cuenca en m^2

V_e : escurrimiento directo m^3

Q_i : es la ordenada para el i-ésimo intervalo de tiempo

Δt : Diferencial de tiempo

El cálculo de las ordenadas de HU se obtiene con la siguiente expresión:

$$q_i = \frac{Q_i}{h_{pe}} [m^3/s/mm] \quad (3.08)$$

3.4 Hidrograma curva S

De acuerdo con Stowhas (2017) define al hidrograma S, como el hidrograma que se genera a partir, de la lluvia efectiva constante unitaria y de duración indefinida.

Breña y Jacobo (2006) señalan que el hidrograma S, permite obtener un hidrograma unitario d_i , a partir de un hidrograma unitario conocido con duración d_e , en el cual $d_e \neq d_i$. Breña y Jacobo señalan el siguiente procedimiento para la obtención del hidrograma S.

1. Se debe desplazar el hidrograma unitario conocido, el mismo tiempo de duración efectiva de la precipitación en estudio.
2. Se calcula el gasto de equilibrio de la cuenca, con la expresión:

$$Q_{eq} = iA \quad (3.09)$$

Donde:

Q_{eq} : es el gasto de equilibrio en $m^3/s/mm$

i : intensidad mm/h

A : área de la cuenca en m^2

d_e : duración en exceso en horas

3. Se suman las ordenadas de cada uno de los hidrogramas unitarios desplazados hasta obtener el valor del gasto de equilibrio.

La obtención del hidrograma unitario asociado al hidrograma de la curva S, es de la siguiente manera:

1. Se debe desplazar la curva S, a una duración d_i , donde d_i es el tiempo de duración efectiva de la lluvia de estudio.
2. A las ordenadas de la curva S se les restan las ordenadas de la curva S desplazada.
3. Las ordenas obtenidas del punto anterior deben ser afectadas por un factor de ajuste el cual es igual al cociente de la relación d_e/d_i . Siendo estos valores el Hidrograma Unitario.

3.5 Método de Chow

De acuerdo con Campos (2010), este método solo puede ser aplicado a cuencas no urbanas siempre y cuando su área sea menor a 25 km².

Las ecuaciones empleadas son:

$$Q_m = \frac{2.78AZh_e}{d} \quad (3.10)$$

$$Z = \frac{Q_m * d}{2.78A} \quad (3.11)$$

En donde:

Q_m : Gasto pico en m³/s

d : Duración total de la tormenta, en horas

A : Área de la cuenca en km²

Z : Factor de reducción del pico

h_e : altura de precipitación efectiva

3.6 Hidrogramas sintéticos

Linsley, Kohler y Paulhus (1977), indican que la obtención de h_p y Q de los hidrogramas unitarios solo es posible si se cuentan con registros. Por ello, se desarrollaron métodos con los cuales se puedan construir hidrogramas unitarios, cuando no se cuenta con registros, a estos hidrogramas se les conoce como sintéticos, pues, como lo indica Campos (2010), los hidrogramas sintéticos se construyen a partir de las características físicas de la cuenca, determinando así, el gasto pico, tiempo base y tiempo pico.

3.6.1 Hidrograma Unitario Triangular

De acuerdo con Chow (1994) el hidrograma unitario triangular es un modelo lineal simple, que muestra el exceso de lluvia. Las ecuaciones empleadas son:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad (3.12)$$

$$t_p = 0.5d_e + t_r \quad (3.13)$$

$$t_r = 0.6t_c \quad (3.14)$$

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad (3.15)$$

$$t_b = 2.67t_p \quad (3.16)$$

Donde:

q_p : Gasto pico unitario, en $m^3/s/mm$

A : Área de la cuenca, en km^2

t_p : Tiempo de pico, en h

d_e : Duración efectiva de la tormenta, en h

t_r : Tiempo de retraso de la cuenca, en h

t_b : Tiempo base, en h

t_c : tiempo de concentración, en h

3.6.2 Hidrograma Unitario Adimensional

De acuerdo con Breña y Jacobo (2006) en el año de 1975 el Servicio de Conservación de Suelos Soil (SCS) elaboró el hidrograma unitario adimensional, cuya forma se obtiene considerando los valores que se muestran en la tabla 3.2, solo se requiere contar con los valores del tiempo pico y gasto pico, para multiplicar estos valores en la respectiva columna.

t/t_p	q/q_p
0	0
0.101	0.013
0.198	0.076
0.299	0.158
0.401	0.278
0.502	0.43
0.599	0.6
0.802	0.891
0.999	0.998
1.197	0.916
1.4	0.752
1.598	0.531
1.801	0.417
1.999	0.322
2.197	0.24
2.4	0.177
2.598	0.133
2.79	0.095
2.998	0.076
3.501	0.038
3.998	0.019
4.5	0.0063
4.997	0

Tabla 1.2. Breña, A. y Jacobo, M. (2006). Valores para la construcción del hidrograma unitario adimensional del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

Capítulo IV. Dimensionamiento de las obras hidráulicas requeridas para el lado aire

Un elemento importante en el diseño de las obras hidráulicas es el tiempo de concentración, el cual se describe a continuación:

4.1 Tiempo de Concentración

De acuerdo con **Advisory Circular. Ac 150/5320-5D 8/15/2013 Airport Drainage Design**, emitida por la Federal Aviation Administration (FAA), el tiempo de concentración es el tiempo necesario para que el agua viaje desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de interés.

Considerando el tiempo en que el agua se desplaza por tierra hasta la obra de drenaje, se tendrán dos casos, el primero considera la estructura hidráulica como una cuneta, el cálculo de la estructura se realizará con las siguientes expresiones de acuerdo con lo especificado en la circular **Ac 150/5320-5D 8/15/2013 Airport Drainage Design**.

Para el dimensionamiento de obras de entrada se considerará la siguiente expresión:

$$T_{ti} = \frac{K_c}{i^{0.4}} \left(\frac{nL}{\sqrt{S}} \right)^{0.6} \quad (4.01)$$

$$t_c = T_{ti1} + T_{ti2} + T_{ti3} + \dots T_{ti} \quad (4.02)$$

Donde:

T_{ti} = tiempo de traslado en min

n = coeficiente de rugosidad

L = longitud del cauce en ft

i = intensidad de la lluvia en in/h

S = pendiente (ft/ft)

K_c = coeficiente igual a 0.933

De acuerdo con la circular, el tiempo mínimo de concentración será de 5 minutos.

En el caso del dimensionamiento de las tuberías, caso dos, el tiempo de concentración consta de dos componentes, la primera corresponde al tiempo que tarda el flujo por tierra hasta llegar a la entrada; el segundo es el tiempo que tarda en fluir el agua a través de la tubería, hasta el punto de interés, es decir:

$$T_{ti} = \frac{L}{60V} \quad (4.03)$$

Donde:

T_{ti} = tiempo de traslado en min

L = longitud del segmento en ft

V = velocidad en el tramo de estudio en ft/s (calculado con la ecuación de Manning)

De acuerdo con la circular mencionada anteriormente, se debe mantener una velocidad que no permita acumulación de sedimentos en el drenaje pluvial a flujo lleno, para lograr esto, se debe garantizar una velocidad mínima de 3 ft/s que equivale a 0.91 m/s, mientras que, si se tiene un tirante igual al 25 % del diámetro de la tubería, entonces la velocidad mínima será de 2 ft/s que equivale a 0.61 m/s.

4.2 Diseño de canales para diferentes geometrías

De acuerdo con Chow (1994) el flujo del agua puede circular en un canal abierto o una tubería sin trabajar a presión. Una de las principales diferencias es que el flujo a canal abierto está sometido a la presión atmosférica, mientras que el flujo en tubería está sometido a la presión hidráulica.

Se define como canal a todo aquel conducto por el cual el agua fluye con una superficie libre Chow (1994). Un canal artificial es aquel que tiene dimensiones específicas y que está diseñado para llevar determinado gasto, de un punto “A” a un punto “B”. De acuerdo con Chow (1994), las propiedades hidráulicas de estos canales pueden ser controladas.

Para el diseño de canales, suelen usarse figuras geométricas como el trapecio, rectángulo y triángulo, cuyos elementos geométricos se presentan en la tabla 4.1.

Sección	Área A	Perímetro mojado P	Ancho superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
Rectángulo	by	$b + 2y$	b	y	$by^{1.5}$
Trapecio	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b + 2zy}}$
Triángulo	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$2zy$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{2.5}$

Tabla 2.1 Elementos geométricos para canales. Nota. elementos geométricos de secciones de canales. tomado del libro: Chow (1994). Hidráulica de canales abiertos. Cap 1. pag.21

De acuerdo con Sotelo (2002) la sección de máxima eficiencia es aquella que posea el mínimo perímetro mojado para un área dada, generando así la mínima resistencia al escurrimiento, lo que indicaría que la sección de máxima eficiencia conduce el mayor caudal posible. Considerando lo anterior, para el diseño de la sección de máxima eficiencia para diferentes geometrías, en los siguientes subcapítulos se presentan las ecuaciones para el dimensionamiento.

4.2.1 Sección Trapecial

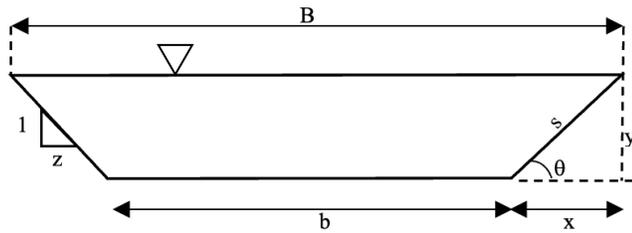


Figura 4.1. Sección de máxima eficiencia trapezoidal. tomada del libro: Sotelo (2002).Hidráulica de canales. Cap. 2 página 74.

$$b = 2 \left(\frac{1 - \cos\theta}{\text{sen}\theta} \right) y \quad (4.04)$$

$$y = 2^{\frac{1}{4}} \left(\frac{\text{sen}\theta}{2 - \cos\theta} \right)^{\frac{3}{8}} \left(\frac{nQ}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (4.05)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1}{z} \right) \quad (4.06)$$

$$x = y \cos\theta \quad (4.07)$$

$$s = \frac{y}{\text{sen}\theta} \quad (4.08)$$

Donde:

B: base mayor en m

Q: gasto en m³/s

n: coeficiente de rugosidad

b: base menor en m

y: altura de talud en m

z: talud de la caja del canal

s: pendiente en (m/m)

θ: ángulo de inclinación

4.2.2. Sección Rectangular

Para una sección rectangular se tienen las siguientes expresiones:

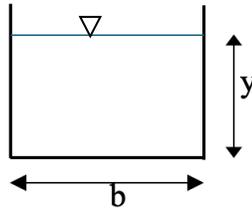


Figura 4.2. Sección óptima rectangular.

$$Ah = 2y^2 \quad (4.09)$$

$$Pm = 4y \quad (4.10)$$

$$b = 2y \quad (4.11)$$

$$y = \frac{b}{2} \quad (4.12)$$

Donde:

Ah : área hidráulica en m^2

Pm : perímetro mojado

b : base

y : tirante

Para el cálculo de la velocidad se utiliza la ecuación de Manning la cual se expresa de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (4.13)$$

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (4.14)$$

$$S = \left(\frac{Vn}{\frac{R}{2}} \right)^2 \quad (4.15)$$

$$S = \left(\frac{Qn}{ARh^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (4.16)$$

$$Rh = \frac{Ah}{Pm} \quad (4.17)$$

Donde:

V: velocidad en m/s

Rh: radio hidráulico en m

s: pendiente de la línea de energía (m/m)

n: coeficiente de rugosidad

Ah: área hidráulica en m

Pm: perímetro mojado

Algunos de los valores de la rugosidad (*n*) se presenta en la tabla 4.2.

		Valores de <i>n</i> para ecuación de Manning		
Categoría	Tipo de Material	Máximo	Típico	Mínimo
Rígido	Concreto	0.015	0.013	0.011
	Escollera	0.040	0.030	0.028
	Suelo cemento	0.042	0.032	0.030
	Asfalto	0.018	0.020	0.016
Natural	Suelo	0.025	0.020	0.016
	Corte de roca	0.045	0.035	0.025

Tabla 4.2. Coeficiente de Manning. Tabla tomada de Advisory Circular. Ac 150/5320-5D 8/15/2013. Airport Drainage Design. Federal Aviation Administration. Pág. 188.

4.2.3 Sección Circular

Para la conducción del flujo a través de secciones circulares trabajando a presión o superficie libre, se emplearán las siguientes expresiones, tomadas del libro de, hidráulica de canales abiertos, Chow (1994).

Dimensionamiento para superficie libre

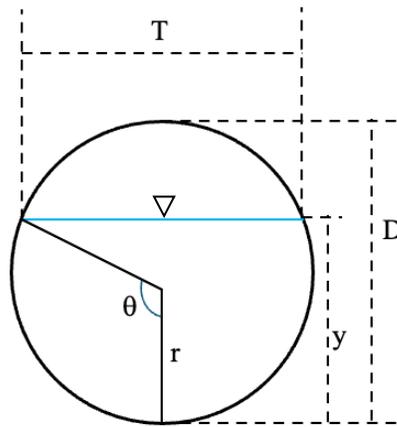


Figura 4.3. Sección circular parcialmente llena.

$$\theta = \cos^{-1} \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \quad (4.18)$$

$$A = \frac{D^2}{4} \left[\theta - \frac{1}{2} \sin(2\theta) \right] \quad (4.19)$$

$$P = D\theta \quad (4.20)$$

$$T = D \sin \theta \quad (4.21)$$

Donde:

T : ancho de la superficie libre, en m

D : diámetro interior, en m

y : tirante de la sección, en m

P : perímetro mojado

A : área en m^2

Dimensionamiento para tubo lleno

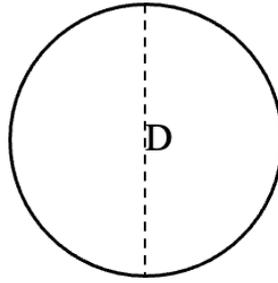


Figura 4.4 Sección circular a presión.

$$Q = AV \quad (4.22)$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} * V \quad (4.23)$$

Despejando diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \quad (4.24)$$

Despejando la velocidad

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (4.25)$$

Donde:

Q : caudal en m^3/s

V : velocidad en m/s

A : área en m^2

D : diámetro en m

4.2.4 Cuneta triangular

De acuerdo con Chow (1994), la sección triangular suele usarse para cunetas, cuyo mayor uso es en carreteras. Las ecuaciones para determinar su geometría son las siguientes:

Para taludes diferentes: *si* $z_a \neq z_b$

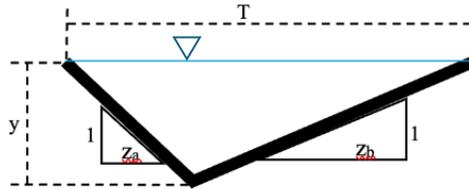


Figura 4.5. Cuneta triangular.

$$z_b = \frac{1}{z_a} \quad (4.26)$$

$$T = (z_a + z_b)y \quad (4.27)$$

$$P = y \left(\sqrt{z_a^2 + 1} + \sqrt{z_b^2 + 1} \right) \quad (4.28)$$

$$A = \frac{y^2}{2} (z_a + z_b) \quad (4.29)$$

$$y = \left(\frac{Qn}{S^{1/2}} \right)^{3/8} * \frac{\left(\sqrt{z_a^2 + 1} + \sqrt{z_b^2 + 1} \right)^{1/4}}{\left(\frac{1}{2} (z_a + z_b) \right)^{5/8}} \quad (4.30)$$

Para taludes iguales: si $z_a = z_b$

$$A = zy^2 \quad (4.31)$$

$$P = 2y\sqrt{1 + z^2} \quad (4.32)$$

$$T = 2zy \quad (4.33)$$

$$y = 2^{\frac{1}{4}} * z^{-\frac{5}{8}}(z^2 + 1)^{\frac{1}{8}} \left(\frac{Qn}{s^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (4.34)$$

Donde:

Q : caudal en m^3/s

T : ancho de la sección

z : talud

P : perímetro en m

A : área en m^2

y : tirante de agua en m

n : coeficiente de rugosidad

s : pendiente (m/m)

Capítulo V. Aplicaciones

5.1 Descripción del sitio de estudio

De acuerdo con el **Plan Municipal de Desarrollo y Gobernanza 2021-2024, del municipio de Puerto Vallarta, Jalisco** el municipio de Puerto Vallarta forma parte de uno de los 125, municipios, del estado de Jalisco. Este municipio está localizado en la región costera del norte, colindando con el estado de Nayarit.

Las estaciones climatológicas de la región registran temperaturas máximas, de entre 20° y 30 °C, en los meses de mayo y junio. mientras que las temperaturas mínimas, se presentan en el mes de enero y febrero y son entre 19° y 23° C, mientras que la precipitación anual total esta entre 800 y 1000 mm.

El Aeropuerto Internacional de Puerto Vallarta se encuentra a 7.5 km, de la ciudad de Puerto Vallarta, se localiza en el mismo municipio por el cual recibe su nombre, contando con las siguientes coordenadas:

- Latitud: 20°40'48"N
- Longitud: 105°15'15"O
- Elevación: 7 m.s.n.m.



Figura 5.1 Aeropuerto Internacional de Puerto Vallarta. Imagen tomada de Google Earth.

El aeropuerto cuenta con dos edificios terminales, uno para aviación comercial y otro para aviación general. Actualmente se está construyendo una tercera terminal. La pista del aeropuerto es de 3.1 kilómetros de longitud y 45 metros de ancho.

5.2 Análisis hidrológico

Para realizar el estudio hidrológico, se tomaron datos de la estación:

- Estación: la Desembocada
- Clave: C14081
- Estado: Jalisco
- Municipio: Puerto Vallarta



Figura 5.2. Ubicación de estación hidrométrica "la Desembocada". Imagen tomada de Sistema de Información Hidrológica (SIH).

Al revisar la base de datos, se encontró que la misma carecía de información continua, teniendo un nivel de porosidad alto.

Con el apoyo del Dr. Carlos Agustín Escalante Sandoval, quién ha realizado estudios hidrológicos en la zona de interés, proporcionó el registro de hp anuales del periodo de 1950 a 2012, los datos se presentan en la tabla 5.1.

Año	Hp Max (mm)	Año	Hp Max (mm)	Año	Hp Max (mm)
1950	85.993	1971	163.85	1992	100.005
1951	151.985	1972	93.225	1993	122.605
1952	78.422	1973	114.695	1994	93.79
1953	87.801	1974	94.355	1995	81.925
1954	139.216	1975	92.66	1996	95.485
1955	83.62	1976	113.904	1997	92.095
1956	118.085	1977	316.965	1998	193.23
1957	90.4	1978	104.525	1999	77.97
1958	92.66	1979	96.0212528	2000	180.8
1959	126.108	1980	80.795	2001	79.1
1960	93.225	1981	71.755	2002	113
1961	92.321	1982	82.49	2003	129.385
1962	183.625	1983	79.1	2004	92.095
1963	107.915	1984	80.795	2005	94.355
1964	70.286	1985	182.495	2006	111.305
1965	95.485	1986	49.72	2007	102.83
1966	90.965	1987	105.344069	2008	110.175
1967	101.135	1988	166.675	2009	87.575
1968	83.62	1989	93.79	2010	100.57
1969	101.7	1990	90.4	2011	136.73
1970	107.915	1991	139.555	2012	96.05

Tabla 5.1. Precipitaciones máximas, del periodo de años de 1950 a 2012.

5.3 Determinación de Estacionariedad

El análisis de la determinación de la estacionariedad se realizó con las pruebas de Helmert, t-Student y Cramer. Con la ecuación 2.07 se desarrolló **la prueba de Helmert**, para revisar la homogeneidad de los datos, los resultados se presentan en la siguiente tabla.

n	Año	Hp Máx (mm)	$(x_i - \hat{x})$	Secuencia o Cambio
1	1950	85.993	-23.32	
2	1951	151.985	42.67	c
3	1952	78.422	-30.89	c
4	1953	87.801	-21.51	s
5	1954	139.216	29.90	c
6	1955	83.62	-25.69	c
7	1956	118.085	8.77	c
8	1957	90.4	-18.91	c
9	1958	92.66	-16.65	s
10	1959	126.108	16.80	c
11	1960	93.225	-16.09	c
12	1961	92.321	-16.99	s
13	1962	183.625	74.31	c
14	1963	107.915	-1.40	c
15	1964	70.286	-39.03	s
16	1965	95.485	-13.83	s
17	1966	90.965	-18.35	s
18	1967	101.135	-8.18	s
19	1968	83.62	-25.69	s

Tabla 5.2. Cálculo de la prueba de Helmert.

n	Año	Hp Máx (mm)	$(x_i - \hat{x})$	Secuencia o Cambio
20	1969	101.7	-7.61	s
21	1970	107.915	-1.40	s
22	1971	163.85	54.54	c
23	1972	93.225	-16.09	c
24	1973	114.695	5.38	c
25	1974	94.355	-14.96	c
26	1975	92.66	-16.65	s
27	1976	113.904	4.59	c
28	1977	316.965	207.65	s
29	1978	104.525	-4.79	c
30	1979	96.0212528	-13.29	s
31	1980	80.795	-28.52	s
32	1981	71.755	-37.56	s
33	1982	82.49	-26.82	s
34	1983	79.1	-30.21	s
35	1984	80.795	-28.52	s
36	1985	182.495	73.18	c
37	1986	49.72	-59.59	c
38	1987	105.344069	-3.97	s
39	1988	166.675	57.36	c
40	1989	93.79	-15.52	c
41	1990	90.4	-18.91	s
42	1991	139.555	30.24	c
43	1992	100.005	-9.31	c
44	1993	122.605	13.29	c
45	1994	93.79	-15.52	c

Tala 5.2. (Continuación) Cálculo de la prueba de Helmert.

n	Año	Hp Máx (mm)	$(x_i - \hat{x})$	Secuencia o Cambio
46	1995	81.925	-27.39	s
47	1996	95.485	-13.83	s
48	1997	92.095	-17.22	s
49	1998	193.23	83.92	c
50	1999	77.97	-31.34	c
51	2000	180.8	71.49	c
52	2001	79.1	-30.21	c
53	2002	113	3.69	c
54	2003	129.385	20.07	s
55	2004	92.095	-17.22	c
56	2005	94.355	-14.96	s
57	2006	111.305	1.99	c
58	2007	102.83	-6.48	c
59	2008	110.175	0.86	c
60	2009	87.575	-21.74	c
61	2010	100.57	-8.74	s
62	2011	136.73	27.42	c
63	2012	96.05	-13.26	c

Tabla 5.2. (Continuación) Cálculo de la prueba de Helmert.

De acuerdo con el criterio de Helmert ecuación 2.07 la serie es no estacionaria o no homogénea

$$-7.82 \leq 10 \leq 7.82$$

t- student: a partir de la ecuación 2.08 y de la tabla 5.1 se realizó la prueba t-student, cuyos resultados son los siguientes:

n₁ (periodo)	1950-1980
media	111.402492 mm
varianza (S₁)	2100.69573 mm

Tabla 5.3. Resultado de parámetros para n₁.

n₂ (periodo)	1981-2012
media (\bar{x}_2)	107.287315 mm
varianza (S₂)	1151.6424 mm

Tabla 5.4. Resultado de parámetros para n₂.

Aplicando la ecuación 2.08

$$t_d = \frac{111.4024 - 107.2873}{\left[\frac{(31)(2100.69) + (32)(1151.64)}{31 + 32 - 2} \left(\frac{1}{31} + \frac{1}{32} \right) \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.3993$$

Considerando las tablas de distribución t-student de dos colas con un nivel de significancia del 5% y con $\nu = 61$ grados de libertad se obtiene que el valor t-student el cual es de 2.00. Dado que t_d es menor a la t de Student, se concluye que:

$$|0.399| < 2.00 \therefore \text{la muestra es homogénea}$$

Prueba de Cramer: a partir de las ecuaciones, 2.09, 2.10, 2.11, 2.12, 2.13, 2.14 y 2.15 se aplicó la prueba de Cramer, los resultados se presentan en la siguiente tabla:

n_{60} (38 años)	2012 - 1975
n_{30} (19 años)	2012 - 1994
\bar{x}_{60}	111.528 mm
\bar{x}_{30}	108.866 mm
τ_{60}	0.05545
τ_{30}	0.0111

Tabla 5.5. Cálculo de parámetros de la prueba de Cramer.

A partir de la ecuación 2.15 se obtiene los siguientes resultados:

$$t_{60} = \left\{ \frac{38(63 - 2)}{63 - 38[1 + (0.05545)^2]} \right\}^{\frac{1}{2}} * |0.05545| = 0.53521$$

$$t_{30} = \left\{ \frac{19(63 - 2)}{63 - 19[1 + (0.011153)^2]} \right\}^{\frac{1}{2}} * |0.011153| = 0.05724$$

De acuerdo con el criterio de la prueba de Cramer ecuación 2.15 se concluye:

Para t_{60} :

$$0.53521 \leq 2.0 \therefore \text{la muestra es homogénea}$$

Para t_{30} :

$$0.05724 \leq 2.0 \therefore \text{la muestra es homogénea}$$

5.4 Prueba de independencia

Los valores del coeficiente de correlación, así como los límites superior e inferior se presentan en la siguiente tabla:

k	Límite Superior	r_k	Límite Inferior
1	0.23077563	-0.165880	-0.2630337
2	0.23249336	-0.052977	-0.2652802
3	0.23425076	-0.003535	-0.2675841
4	0.23604941	-0.155925	-0.2699477
5	0.23789096	-0.088839	-0.2723737
6	0.23977714	0.040504	-0.2748649
7	0.2417098	-0.114420	-0.2774241
8	0.2436909	0.183819	-0.2800545
9	0.24572251	-0.152633	-0.2827595
10	0.24780681	-0.079007	-0.2855427
11	0.24994615	0.118596	-0.2884077
12	0.252143	-0.073684	-0.2913587
13	0.2544	-0.067849	-0.2944
14	0.25671997	0.053044	-0.2975363
15	0.2591059	0.246003	-0.3007726
16	0.261561	-0.068766	-0.3041142
17	0.26408869	-0.055328	-0.307567
18	0.26669265	-0.023004	-0.3111371
19	0.26937681	-0.144930	-0.3148314
20	0.27214539	-0.041736	-0.318657
21	0.27500294	0.122978	-0.322622

Tabla 5.6. Valores de coeficiente de correlación y sus límites.

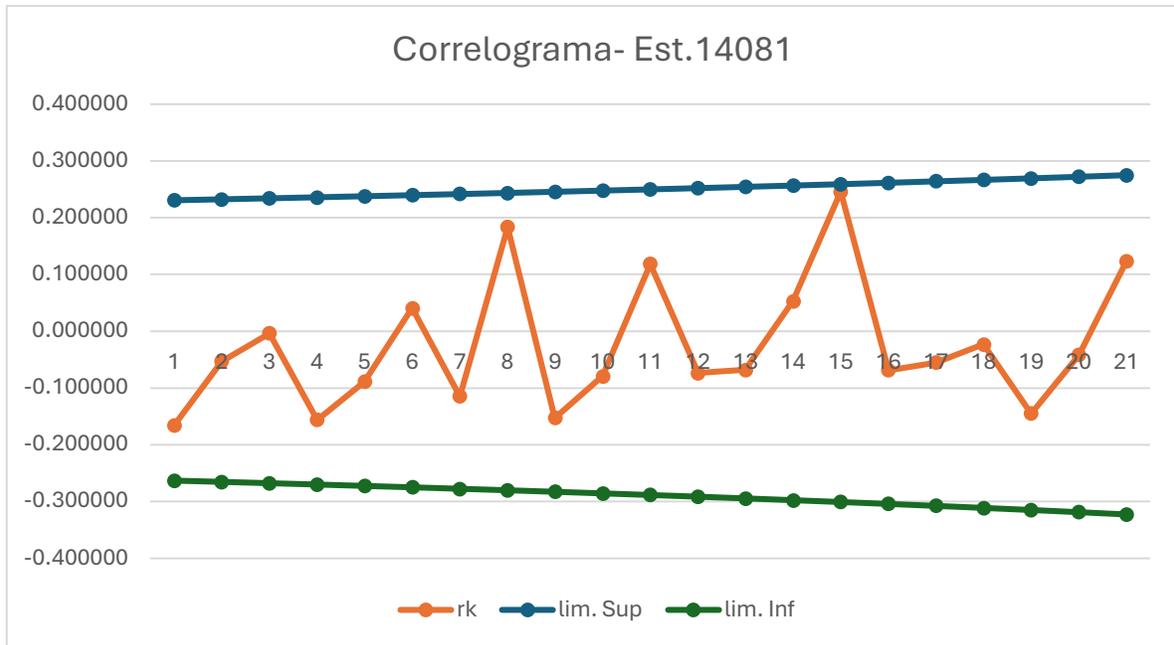


Figura 5.3 Correlograma.

Como se puede observar, los valores de r_k están dentro de los límites inferior y superior, por lo que se concluye que la muestra es independiente, es decir, los valores son aleatorias.

5.5 funciones de Distribución

Para determinar la función que mejor representa el evento se trabajó con las siguientes funciones:

- Gamma 2p
- Gamma 3p
- Gumbel
- Distribución normal
- Log Pearson 3
- Log normal 2p
- Log normal 3p
- GVE

En la tabla 5.7 se muestran los valores del error estándar para las diferentes funciones:

Función de Distribución	EE (mm)	
	Momentos	Max. Verosimilitud
Gamma 2p	17.6940	18.6012
Gamma 3p	53.4110	21.4513
Gumbel	20.2210	21.2939
Normal	21.8617	21.5777
Log-Pearson 3	17.8396	41.8385
Log Normal 2p	17.7151	18.5561
Log Normal 3p	11.8098	21.7383
GVE	25.6107	

Tabla 5.7. Error Estándar de las pruebas de distribución.

De acuerdo con la tabla 5.7 la función con menor error estándar es la función Log Normal de 3p, con un valor de 11.81 mm.

Con esta función se calculan los eventos de diseño para los diferentes periodos de retorno utilizados en las obras civiles, los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Tr (Años)	hp (mm)
2	98.4517
5	130.343
10	155.907
20	183.625
50	224.223
100	258.291
500	349.995
1000	395.474
5000	516.693
10000	576.221

Tabla 5.8. Precipitación para distintos periodos de retorno.

5.6 Diseño de elementos hidráulicos

Para el diseño, de las estructuras hidráulicas de captación, se considerarán dos elementos geométricos en la nueva plataforma de aviación, una cuneta y un canal trapecial.



Figura 5.4. Aeropuerto de Puerto Vallarta. Imagen tomada de Google Earth.



Figura 5.5. Nueva plataforma comercial del aeropuerto de Puerto Vallarta. Imagen tomada de Google Earth.

5.6.1 Dimensionamiento de la cuneta Triangular

Se contempla una cuneta de 250 m de longitud, la cual captará el volumen de agua precipitable en los rodajes llamados Hotel y Julieta, y de una parte del rodaje alfa, así como, en la plataforma. Cabe mencionar que solo la mitad de la plataforma aportara a la cuneta ya que la plataforma está dividida por una trinchera.



Figura 5.6. Ubicación de cuneta. Imagen tomada de Google Earth.



Figura 5.7. Área de aportación a la cuneta. Imagen tomada de Google Earth.

El área de aportación es de $17,888 \text{ m}^2$. En el caso de la cuneta se propone diseñar con un periodo de retorno de 20 años, pues su función es, conducir el agua hacia una estructura hidráulica más grande.

Para la construcción del **hidrograma triangular** se tomarán en cuenta los siguientes valores:

Área (Km²)	0.017888
Longitud (m)	250
S (%)	2
hp (mm)	183.65

Tabla 5.9. Datos de área y pendiente para diseño de cuneta.

Aplicando las ecuaciones 3.12, 3.13, 3.14, 3.15 y 3.16 se obtuvieron los valores que se presentan en la tabla 5.10 los cuales permitirán la construcción del Hidrograma Unitario Triangular.

Variables	Horas
t_c (hr)	0.25
d_e (hr)	1.00
t_r (hr)	0.15
t_p (hr)	0.65
t_b (hr)	1.73
q_p (m ³ /s/mm)	0.005728

Tabla 5.10. Resultados de Variables para el Hidrograma Triangular.

Graficando el hidrograma triangular y suavizándolo con el hidrograma adimensional se obtiene la siguiente gráfica.

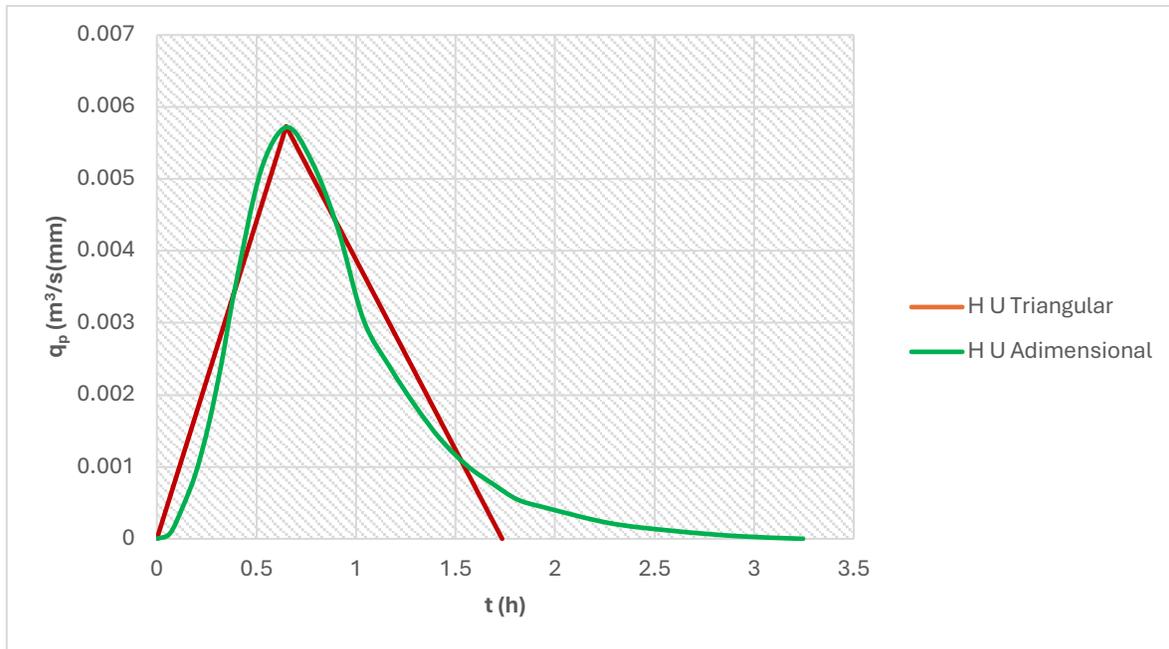


Figura 5.8. Hidrogramas Unitarios Triangular y Adimensional.

Para obtener el valor de la intensidad de la lluvia para diferentes duraciones se construyeron las curvas $i-d-Tr$ utilizando el método propuesto por la U. S. Weather Bureau.

Los valores de las intensidades para las diferentes duraciones se muestran en la siguiente tabla:

Tr Años	Duración (min)					
	5	10	15	30	45	60
2	205.200	153.900	127.680	90.060	69.160	57.000
5	271.670	203.752	169.039	119.233	91.563	75.464
10	324.952	243.714	202.193	142.618	109.521	90.265
20	382.723	287.042	238.139	167.973	128.992	106.312
50	467.341	350.505	290.790	205.111	157.511	129.817
100	538.348	403.761	334.972	236.275	181.443	149.541
500	729.483	547.113	453.901	320.162	245.863	202.634
	Intensidades mm/hr					

Tabla 3.11. Curvas Intensidad-duración-periodo de retorno $i-d-Tr$.

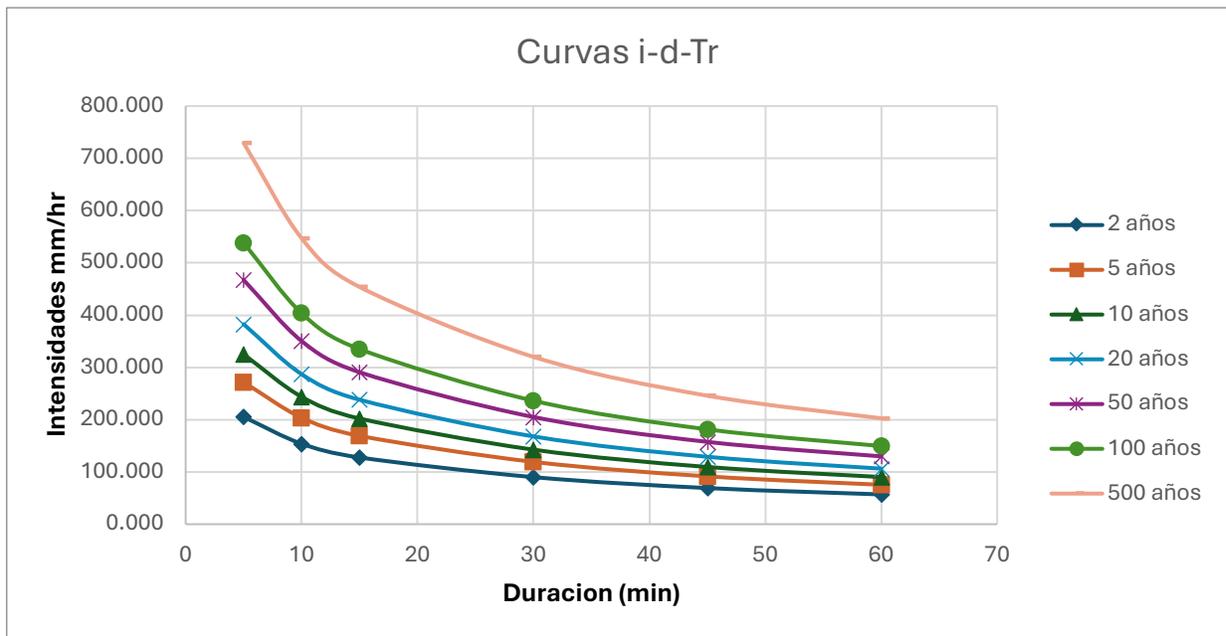


Figura 5.9. Curvas Intensidad-duración-periodo de retorno i-d-Tr.

A partir de la ecuación 4.01 se calcularon los tiempos de concentración para las diferentes duraciones de las intensidades. Los valores requeridos fueron: coeficiente de rugosidad $n = 0.015$, $L = 250 m$, $Kc = 0.933$ y $S = 0.002$, los resultados obtenidos se presentan a continuación:

min	Intensidad (mm/hr)	Tc (min)
5	382.722	9.17
10	287.054	10.28
15	238.138	11.08
30	167.972	12.74

Tabla 5.12. Cálculo de tiempo de concentración, considerando diferentes intensidades para un periodo de retorno de 20 años.

De las ecuaciones 3.04 y 3.05 se obtiene el gasto, para un periodo de retorno de 20 años, un área de 0.017908 km² y un coeficiente de escurrimiento igual a uno. Los resultados se muestran a continuación:

Duración (min)	intensidad (mm/h)	Q (m³/s)
5	382.7229309	1.90536
10	287.0421982	1.42902
15	238.1387125	1.18556
30	167.9728419	0.83624

Tabla 5.13. Gasto de diseño

A partir de las ecuaciones 4.31, 4.32, 4.33 y 4.34, se diseñará la estructura hidráulica de una cuneta triangular.

Valores de la Geometría de la Cuneta Triangular	
z	2
S (%)	0.20
Q (m ³ /s)	1.18
n	0.015
Y (m)	0.66608837
T (m)	2.66435349
A (m ²)	0.88734744

Tabla 5.14. Geometría de Cuneta para un periodo de retorno de 20 años y un gasto de diseño de 1.18 m³/s.

5.6.2 Dimensionamiento del Canal Trapecial

Para el diseño de un canal trapecial, se considera un área de $34,156 \text{ m}^2$. El periodo de retorno será de 50 años y 100 años, con la finalidad de comparar los valores de diseño para los dos periodos de retorno.



Figura 5.10. Área de aportación de canal trapecial. Imagen tomada Google Earth.



Figura 5.11. Ubicación de canal trapecial. Imagen tomada de Google Earth.

Aplicando las ecuaciones 3.12, 3.13, 3.14, 3.15 y 3.16 se obtuvieron los valores que se presentan en la tabla 5.16. los cuales permitirán construir el H.U. Triangular.

Área (Km ²)	0.034156
Longitud (Km)	0.25
S (%)	0.30
hp (mm)	258.91

Tabla 5.15. Datos de área y pendiente para diseño de Canal Trapecial.

Variables	Horas
T _c (hr)	0.21
d _e (hr)	0.92
t _r (hr)	0.13
t _p (hr)	0.59
t _b (hr)	1.58
q _p (m ³ /s/mm)	0.012047

Tabla 5.16. Resultados de Variables para el Hidrograma Triangular.

Graficando el hidrograma triangular y suavizándolo con el hidrograma adimensional se obtiene la siguiente gráfica.

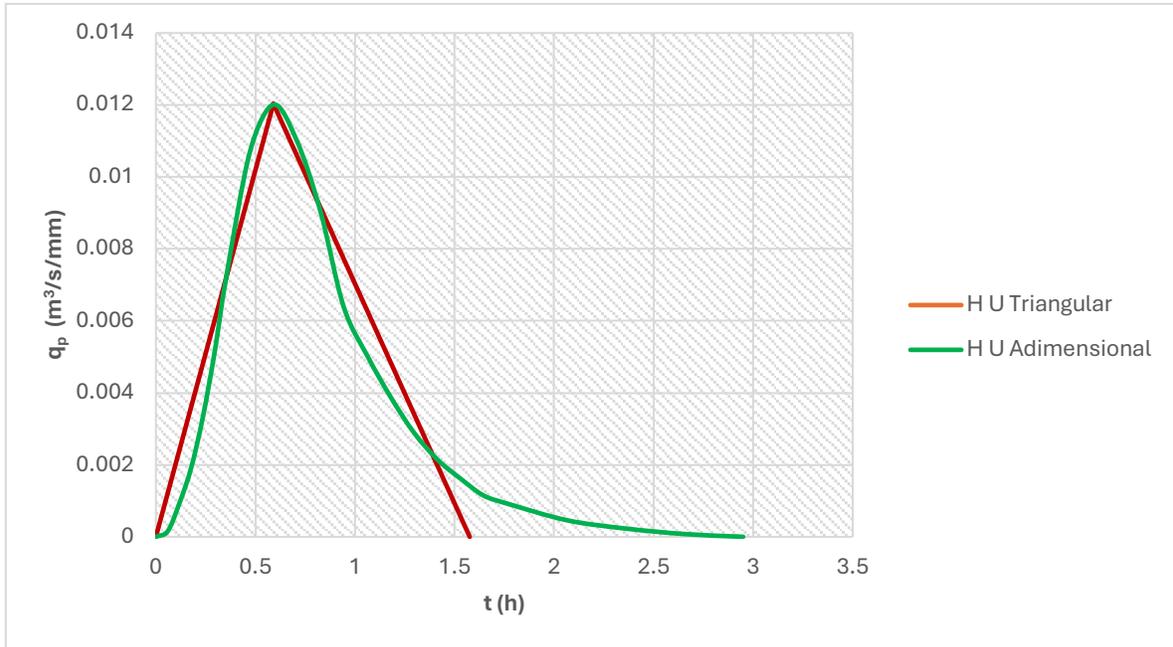


Figura 5.12. Hidrogramas Unitarios para canal trapecial.

Para obtener el valor de la intensidad de la lluvia para diferentes duraciones se construyeron las curvas $i-d-Tr$ utilizando el método propuesto por la U. S. Weather Bureau.

Los valores se muestran en la tabla 5.17.

Tr Años	Duración (min)					
	5	10	15	30	45	60
2	205.200	153.900	127.680	90.060	69.160	57.000
5	271.670	203.752	169.039	119.233	91.563	75.464
10	324.952	243.714	202.193	142.618	109.521	90.265
20	382.723	287.042	238.139	167.973	128.992	106.312
50	467.341	350.505	290.790	205.111	157.511	129.817
100	538.348	403.761	334.972	236.275	181.443	149.541
500	729.483	547.113	453.901	320.162	245.863	202.634
	Intensidad mm/hr					

Tabla 4.17. Curvas intensidad-duración-periodo de retorno $i-d-Tr$.

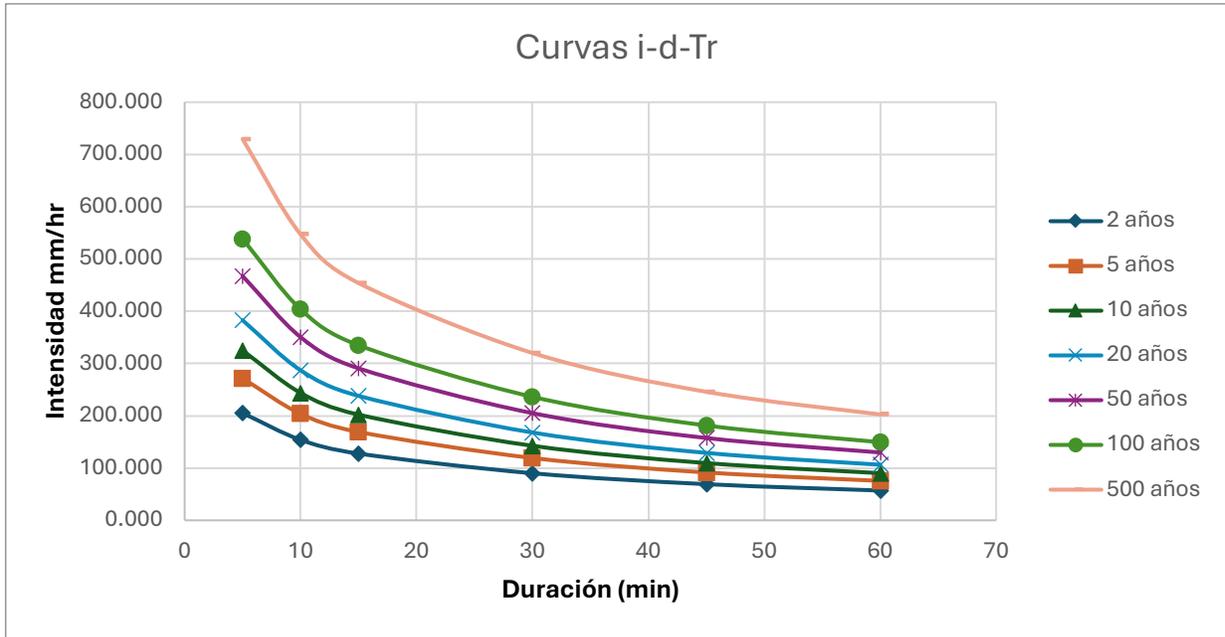


Figura 5.13. Curvas intensidad-duración-periodo de retorno i-d-Tr.

Para el cálculo del tiempo de concentración para las diferentes duraciones, se empleó la ecuación 4.01 para un periodo de retorno de 50 años.

Los valores requeridos son: coeficiente de rugosidad $n=0.015$, $L=250\text{ m}$, $Kc=0.933$ y $S=0.003$.

Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Tc (min)
5	467.340	7.49
10	350.505	8.41
15	290.79	9.06
30	205.111	10.42

Tabla 5.18. Cálculo de tiempo de concentración, considerando diferentes intensidades para un periodo de retorno de 50 años.

De las ecuaciones 3.4 y 3.5 se obtiene el gasto, para un periodo de retorno de 50 años y un área de 34,156 m² y un coeficiente de escurrimiento igual a uno. Los resultados se muestran a continuación:

Duración (min)	intensidad (mm/h)	Q m ³ /s
5	467.3	4.43757
10	350.5053806	3.32818
15	290.7896491	2.76115
30	205.1105561	1.94760

Tabla 5.19. Gasto de diseño para canal trapecial Tr= 50 años

Los valores para el dimensionamiento de la sección trapecial con el criterio de máxima eficiencia para Tr=50 años se muestra en la tabla 5.20.

Q (m ³ /s) =	4.43
S ₀ =	0.003
n=	0.015
z=	1.25

Tabla 5.20. Datos para el diseño geométrico

Aplicando las ecuaciones 4.04, 4.05, 4.06, 4.07 y 4.08 se presentan a continuación los resultados de cada uno de los sumandos de estas.

Talud	θ (rad)	θ (°)	sen θ	cos θ	$[(\text{sen } \theta)/(2-\text{cos } \theta)]^{3/8}$	$[(n \cdot Q)/\text{raiz}(S_0)]^{3/8}$	y (m)	b (m)
1.25	0.67	38.66	0.62	0.78	0.78	1.08	1.00	0.70

Finalmente, la geometría definitiva será:

y (m)	b (m)	A (m²)	P (m)	Rh (m)	(Qn)/(S₀^{1/2})	ARh^{2/3}	v (m/s)	Altura (m)
0.990	0.70	1.92	3.87	0.50	1.21	1.20	2.31	1.19

Tabla 5.21. Cálculo de geometría definitiva de canal trapecial

El valor de la altura del canal se considerará de 1.2 m.

Resumiendo, para diferentes duraciones de lluvia se tendrá las siguientes geometrías:

Duración (min)	intensidad (mm/h)	Q (m³/s)	y(m)	H (m)	b (m)
5	467.3	4.43757	1	1.20	0.70
10	350.5053806	3.32818	0.90	1.10	0.60
15	290.7896491	2.76115	0.80	1.00	0.60
30	205.1105561	1.94760	0.70	0.90	0.50

Tabla 5.22. Cálculo de geometría, considerando diferentes duraciones de lluvia.

Calculando los tiempos de concentración para un Tr=100 años conociendo los valores de n , k , S y L .

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Tc (min)
5	538.347	7.08
10	403.760	7.94
15	334.97	8.56
30	236.274	9.84

Tabla 5.23. Cálculo de tiempo de concentración, considerando diferentes intensidades para un periodo de retorno de 100 años.

De las ecuaciones 3.4 y 3.5 se obtiene el gasto, para un periodo de retorno de 100 años y un área de 34,156 m² y un coeficiente de escurrimiento igual a uno. Los resultados se muestran a continuación:

Duración (min)	intensidad (mm/h)	Q (m ³ /s)
5	538.3479457	5.11181
10	403.7609593	3.83386
15	334.9720551	3.18068
30	236.2749317	2.24352

Tabla 5.24. Gasto de diseño para canal trapecial Tr= 100 años

Los valores para el dimensionamiento de la sección trapecial con el criterio de máxima eficiencia para Tr=100 años se muestra en la tabla 5.25.

Q (m ³ /s)=	5.11
S ₀ =	0.003
n=	0.015
z=	1.25

Tabla 5.25. Datos para el diseño geométrico.

Aplicando las ecuaciones 4.04, 4.05, 4.06, 4.07 y 4.08 se presentan a continuación los resultados de cada uno de los sumandos de estas.

Talud	θ (rad)	θ (°)	sen θ	cos θ	$[(\text{sen } \theta)/(2 - \text{cos } \theta)]^{3/8}$	$[(n \cdot Q)/\text{raiz}(S_0)]^{3/8}$	y (m)	b (m)
1.25	0.67	38.66	0.62	0.78	0.78	1.13	1.05	0.70

Finalmente, la geometría definitiva será:

y (m)	b (m)	A (m²)	P (m)	Rh (m)	(Qn)/(S₀^{1/2})	ARh^{2/3}	v (m/s)	Altura (m)
1.067	0.70	2.17	4.12	0.53	1.40	1.42	2.35	1.28

Tabla 5.26. Cálculo de geometría definitiva.

El valor de la altura del canal se considerará de 1.3 m.

Resumiendo, para diferentes duraciones de lluvia se tendrá las siguientes geometrías:

Duración (min)	intensidad (mm/h)	Q (m³/s)	y(m)	H (m)	b (m)
5	538.347946	5.11181186	1.06	1.30	0.70
10	403.760959	3.83385889	0.93	1.10	0.70
15	334.972055	3.18068293	0.88	1.10	0.60
30	236.274932	2.24351743	0.78	0.90	0.50

Tabla 5.27. Cálculo de geometría, considerando diferentes tiempos de intensidad para el gasto de diseño

Capítulo VI. Conclusiones

En el presente trabajo, a través del capítulo uno, se explicó de forma general, cuáles son las áreas por la que están conformados los aeropuertos, con el objetivo, de dilucidar que para el lado aire, existe una normatividad establecida por la OACI, cuyas normas establecen cuales son los criterios para considerar y respetar en el diseño de pavimentos y de obras hidráulicas, teniendo estas últimas como principal objetivo, desalojar de forma óptima y forma adecuada el agua acumulada por la precipitación de la lluvia.

En México, se cuenta con bases de datos para consultar información hidrométrica, cuya importancia en este trabajo, consistió en aprovechar esta información de precipitación, para poder aplicar métodos estadísticos, que permiten conocer, el comportamiento de los datos, así como, poder emplear distintas funciones de distribución, para determinar distintas alturas de precipitación, para distintos periodos de retorno.

El lento desalojo del agua, en pista, rodajes y plataforma, puede provocar que exista un coeficiente bajo de fricción, entre los neumáticos de la aeronave y el pavimento, lo que podría generar que la distancia de frenado sea mayor, o se genere un hidroplaneo al momento de aterrizar o despegar.

Lo anterior es importante mencionarlo, ya que, a diferencia de los criterios para las obras hidráulicas en calles o carreteras, el periodo de retorno será mayor, en el caso de la cuneta triangular, se estableció un periodo de retorno de 25 años, esto debido a que su función es conducir el agua captada de forma rápida a una estructura más grande, que en este caso se trató de un canal trapecial.

Se realizó el dimensionamiento geométrico del canal trapecial, para los periodos de retorno de 50 y 100 años, se observó que hay una diferencia de 10 cm de altura total para una duración de 5 y 15 minutos, siendo estas duraciones las únicas que presentaron un cambio. Revisar las dimensiones para dos periodos de retorno y diferentes tiempos de concentración, permite identificar, cuanto cambia la geometría y elegir aquella que presente la menor diferencia entre sus dimensiones en ambos periodos de retorno y el mismo tiempo de concentración, en este caso la opción óptima es para un tiempo de concentración de 10 minutos.

Bibliografía

- Advisory Circular. Ac 150/5320-5D 8/15/2013.** Airport Drainage Design. Federal Aviation Administration.
- https://www.faa.gov/documentlibrary/media/advisory_circular/150_5320_5d.pdf
- Anexo 14 al Convenio sobre Aviación Civil Internacional, Aeródromos (2022).** Vol. I
Diseño y operación de aeródromos.
- Aparicio, F. (1989).** Fundamentos de hidrología de superficie. México: Limusa.
- Ayuso, J.; Peña, A. y Montesinos, M. (1994).** Estimación del hidrograma unitario. Estudio comparativo de cuatro métodos lineales. Ingeniería del agua. Vol. 1 (2). 21-32.
- Comisión Nacional del Agua (2023).** Estadísticas del Agua en México.
- Breña, A. y Jacobo, M. (2006).** Principios y fundamentos de la hidrología superficial. CDMX, UAM.
- Campos, D. (2010).** Introducción a la hidrología urbana. San Luis Potosí, Bolivia.
- Chow, V. (1994).** Hidrología aplicada. Colombia: McGRAW-HILL
- Chow, V. (1994).** Hidráulica de canales abiertos. Colombia: McGRAW-HILL
- Comisión Nacional del Agua (2015).** Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarillado (libro 4).
- Del Valle, R. (2023).** Modelo de medición de los tiempos de procesos de un terminal de pasajeros aéreos: caso. Chile. *Espacios*, 43(09) 82-100.
- Díaz, A. (2010).** Estadística y probabilidad en la hidrología (Diseño Hidrológico). Perú: Fondo Editorial.
- Díez Pisionero, R., Gago García, C. y Córdoba Ordóñez, J. (2016).** Los Aeropuertos de la Globalización: Espectacularización y teatralización de la infraestructura como herramienta de citymarketing. *Boletín de la asociación de geógrafos españoles*, 72, 221-247.
- Escalante, C. y Reyes, L. (2002).** Técnicas estadísticas en hidrología. México: UNAM, Facultad de Ingeniería.
- Galíndez López, D., Solorio Aguirre, A., Ocampo Cornejo, M. y Arellano Bolio, M. (2007).** *Aeropuertos Modernos: Ingeniería y Certificación*. Instituto Politécnico Nacional.

Gobierno de México (2016). Secretaria de Infraestructura, Comunicaciones y Transporte. *Aeropuertos y Servicios Auxiliares. ASA a través del tiempo.* Disponible en:

<https://www.gob.mx/asa/documentos/historia-de-aeropuertos-y-servicios-auxiliares>

Gobierno de México (2023). Secretaria de Infraestructura, Comunicaciones y Transporte. Agencia Federal de Aviación Civil (AFAC). *Estadística Operacional de los Aeropuertos.* Disponible en:

<https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/866568/producto-aeropuertos-es-sep-23-26102023.pdf>

Gobierno de México (2023). Instituto Mexicano del Transporte (IMT). *Logística de las Operaciones Aeroportuarias.* Disponible en:

<https://imt.mx/resumen-boletines.html?IdArticulo=428&IdBoletin=160>

Información estadística climatológica. (2024). Sistema meteorológico nacional.

Disponible en:

<https://smn.conagua.gob.mx/es/climatologia/informacion-climatologica/informacion-estadistica-climatologica>

Linsley, R., Kohler, M. y Paulus, J. (1977). Hidrología para ingenieros. Colombia: McGraw-Hill Latinoamericana.

Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) (2023). Disponible en:

<https://www.cancilleria.gov.co/en/internacional/politica/economico/oaci>

Plan Municipal de Desarrollo y Gobernanza 2021-2024, del municipio de Puerto Vallarta, Jalisco, México, mayo 2022.

Servicio meteorológico nacional, tiempo y clima. (2016). Comisión nacional del Agua.

Disponible en:

https://files.conagua.gob.mx/conagua/publicaciones/Publicaciones/SMN_tiempo_y_clima.pdf

Sistema de Información Hidrológica (SIH). (2019). Comisión nacional del agua.

Disponible en: <https://sih.conagua.gob.mx>

Sotelo, A. (2002). Hidráulica de canales. México: Limusa

Stowhas, L. (2017). Fundamentos de Hidrología Aplicada. Chile. USM.