



**UNIVERSIDAD MICHOACANA SAN
NICOLÁS DE HIDALGO**



MCIAM
Maestría en Ciencias
en Ingeniería Ambiental
UMSNH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA
FACULTAD DE BIOLOGÍA

MAESTRÍA EN CIENCIAS EN INGENIERÍA AMBIENTAL

“REVISIÓN Y DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE
VARIACIÓN DEL CAUDAL EN ALCANTARILLADO SANITARIO PARA
ZONAS RURALES”

TESIS

Para obtener el grado de
MAESTRA EN CIENCIAS EN INGENIERÍA AMBIENTAL

PRESENTA:

ITZEL LUVIANO SOTO

INGENIERA CIVIL

DIRECTOR DE TESIS:

Doctor en Ingeniería Ambiental Ezequiel García Rodríguez

CO-DIRECTOR DE TESIS:

M.C. Hugo Alejandro Tzintzun Flores

Morelia, Michoacán, Agosto de 2015.

AGRADECIMIENTOS

A CONACACYT

Por todo el apoyo económico y técnico científico para el desarrollo de esta investigación, se extiende el más sincero agradecimiento al CONACACYT.

A MIS PADRES

Gracias a **MA. ISABEL SOTO GARDUÑO** y a **JUAN LUVIANO AGUIRRE**, por darme la vida, guiarme en el camino por haber confiado en mí, son ustedes los que siempre me han ayudado a levantarme, les agradezco todo el esfuerzo y sacrificio que han tenido que pasar para que yo pueda realizar este sueño, por ellos soy quien ahora soy, son mi mayor bendición, los amo.

A MIS SERES QUERIDOS

Por ser parte importante de mi vida y estar en los momentos más adversos que he tenido que pasar, gracias por ser una fuente de apoyo.

Le agradezco a mi hermana **Argelia** por guiarme con su ejemplo profesional, a mis hermanos **Bryan** y **Litzia**, también a mi novio **Giovanni Carlo** por llenar mi vida de alegrías y de amor.

A MIS ASESORES

Gracias al Maestro Hugo Alejandro Tzintuzn Flores y Doctor Ezequiel García Rodríguez, por su tiempo, por haberme brindado la oportunidad de desarrollar esta tesis profesional y de crecer profesionalmente.

A MIS AMIGOS

Les agradezco a todos mis amigos por creer y confiar en mí, por haber hecho todas las etapas de mi vida un trayecto de vivencias que no olvidaré.

A MIS MAESTROS

A todos los maestros que me han impartido clases, por haber sido una guía y haberme corregido cuando lo necesitaba, especialmente a la Dra. Yajaira Choncha Sanches quien me orientó en ámbito matemático cuando así lo requería.

Agradezco a la Mesa Sinodal por apoyarme, guiarme y corregirme cuando lo necesitaba.

INDICE

1.-INTRODUCCIÓN.....	1
2.- MARCO TEÓRICO	4
2.1.- Sistemas de Agua Potable	4
2.1.1- Dotación de agua potable.....	4
2.1.2.-Gasto medio	4
2.1.3.- Cálculo de la población.....	5
2.1.4- Variaciones de consumo.....	7
2.1.5.- Coeficientes de variación diaria y horaria.....	8
2.1.6.- Gasto máximo diario y horario	9
2.2.-Sistemas de Alcantarillado Sanitario	10
2.2.1.- Aguas residuales y su relación con el consumo de agua	11
2.2.2.-Aportaciones de aguas residuales	11
2.2.3.- Gastos de diseño de un alcantarillado sanitario.....	11
2.2.4.- Gasto medio	12
2.2.5.- Gasto mínimo	12
2.2.6.-Gasto máximo instantáneo	12
2.2.7.- Coeficiente de variación máxima instantánea, coeficiente Harmon.....	13
2.2.8.- Gasto máximo extraordinario	14
2.3.-Modelos de probabilidad	14
2.3.1.-Dispersión de datos	15
2.3.2.-Media.....	15
2.3.3.-Varianza y Desviación Estándar	16
2.3.4.-Distribución de probabilidades	16
2.3.5.-Variables aleatorias	16
2.3.6.-Distribución Normal	17
2.3.7.-Distribución Chi-cuadrado.....	18
2.3.8.-Distribución t de Student.....	20
3.- ANTECEDENTES.....	22
3.1.-Obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria	22
3.2.-Coeficientes de Variación diaria y horaria en diversos países.....	28
3.3.-Fluctuaciones entre los coeficientes de variación diaria y horaria reales, y los propuestos por el IMTA	30
3.4.-Origen de la fórmula del coeficiente Harmon.....	32
3.5.-Métodos de obtención del coeficiente de variación máxima instantánea	32
3.6.-Congruencia del coeficiente Harmon y los coeficientes de variación diaria y horaria	35

4.-JUSTIFICACIÓN	38
5.-HIPÓTESIS	39
6.-OBJETIVO.....	40
6.1.-Objetivos específicos	40
7.-METODOLOGÍA.....	41
7.1.-Aforos	41
7.1.1.-El Chauz.....	44
7.1.2.-San Agustín del Pulque	45
7.1.3.-Mariano Escobedo.....	46
7.1.4.- Téjaro de los Izquierdo	47
7.1.5.-Ucareo.....	48
7.1.6.-Chilchota.....	49
7.1.7.-Yurécuaro.....	50
7.1.8.-Purépero.....	51
7.1.9.-Indaparapeo	52
7.1.10.-Angamacutiro.....	53
7.2.- Validación de la información.....	54
7.3.- Obtención de gastos de las redes de agua potable y alcantarillado.	60
7.4.-Diseño de una metodología adecuada para la determinación de los coeficientes .	60
7.4.1.- Obtención de los CVH en alcantarillado sanitario para las localidades aforadas	61
7.4.2.- Obtención de los CVD en alcantarillado sanitario para las localidades aforadas	79
8.-RESULTADOS	83
9.-DISCUSIÓN.....	95
10.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
10.1.- Recomendaciones.....	97
11.- BIBLIOGRAFÍA.....	98

INDICE DE CUADROS

Cuadro 2.1.- Gastos para el diseño de sistemas de agua potable en México CONAGUA, (1994b)	8
Cuadro 2.2. Coeficientes de variación diaria y horaria en México (CONAGUA, 1994a) ...	9
Cuadro 3.1. Coeficientes de variación diaria y horaria (CFE, 1990).	24
Cuadro 3.3.- Variación de gasto horario determinada por la CONAGUA en 1994b para poblaciones pequeñas.	24
Cuadro 3.2.- Coeficientes de variación para diseño recomendados por el IMTA.....	25
Cuadro 3.4.- Variaciones del gasto horario determinadas por la CONAGUA (1994b) para la ciudad de México.	26
Cuadro 3.5.- Variaciones del gasto horario determinadas por la CONAGUA 1994b para la ciudad de México.....	27
Cuadro 3.6.- Diferentes coeficientes de variación para el diseño de redes agua potable en el estado de Baja California (SIDUE, 2008)	28
Cuadro 3.7 Coeficientes de variación en diferentes países (Arocha, 1977).	28
Cuadro 3.8.- Coeficientes de variación horaria que depende de la cantidad de habitantes en Bolivia (Norma Boliviana, 2004)	29
Cuadro 3.9.- Resumen de resultados obtenidos de los CVD y CVH para las comunidades de Las Canoas y Tarimoro (Tzintzun, 2011).	31
Cuadro 3.10.- Coeficientes de Variación Diaria y Horaria de acuerdo a la SAGARPA, 2011	31
Cuadro 3.11.- Valores del coeficiente de Popel (Norma Boliviana NB688)	34
Cuadro 3.12.- Valores del coeficiente K2	34
Cuadro 3.13.- Rangos de aplicación de la fórmula y valores del coeficiente Harmon (SIDUE, 2008)	36
Cuadro 3.14.- Sobredimensionamiento actual de los sistemas de alcantarillado sobre los sistemas de abastecimiento de agua potable.	43
Cuadro 7.1.- Resultado de aforos de descargas de agua residual en la comunidad de San Agustín y Mariano Escobedo.	43
Cuadro 7.2.- Gastos de agua residual de la comunidad de El Chauz en diciembre de 2013.	44
Cuadro 7.3.- Suma de gastos de agua residual de la localidad San Agustín.....	45
Cuadro 7.4.- Total de descargas de agua residual en la comunidad de Mariano Escobedo en enero del 2011.....	46

Cuadro 7.5.- Gastos totales de descargas de agua residual de la comunidad de Téjaro en el mes de abril del 2011	47
Cuadro 7.6.- Total de gastos de las descargas de Ucareo	48
Cuadro 7.7.- Conjunto de interpolaciones y suma de los gastos de las descargas de agua residual	49
Cuadro 7.8.- Total de gasto de descargas de agua residual en Yurécuaro	50
Cuadro 7.9.- Total de gastos de las descargas de agua residual en Purépero.....	51
Cuadro 7.10.- Gasto total de las descargas de agua residual	52
Cuadro 7.11.- Interpolaciones y gasto total de agua residual	53
Cuadro 7.12.- Cálculo de población proyecto para las localidades analizadas.	72
Cuadro 7.13.- Cálculo de gastos de diseño para las comunidades analizadas	73
Cuadro 7.14.- Variación de los diferentes modelos de distribución y condiciones reales de flujo para El Chauz.	73
Cuadro 7.15.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de San Agustín del Pulque	74
Cuadro 7.16.- Variación de los diferentes modelos de distribución y condicionesreales de flujo para San Agustín del Pulque	74
Cuadro 7.17.- .- Variación de los diferentes modelos de distribución y condiciones reales de flujo de la comunidad de Téjaro.	74
Cuadro 7.18.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Ucareo	75
Cuadro 7.19.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Chilchota	75
Cuadro 7.20.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Yurécuaro.....	75
Cuadro 7.21.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Yurécuaro.....	75
Cuadro 7.22.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Yurécuaro.....	75
Cuadro 7.23.- Determinación de los puntos de intersección parábola-recta	77
Cuadro 7.24.- Centroides de las parábolas generadas por la distribución Normal.	78
Cuadro 7.25.- Gastos promedios diarios por día de las localidades aforadas	80
Cuadro 7.26.- Coeficiente de variación diaria de acuerdo con la distribución Normal. ...	81

Cuadro 7.27.- Coeficientes de variación Diaria para cada localidad aforada	82
Cuadro 8.1.- Aforos de la comunidad de Poturo.....	90
Cuadro 8.2.- Comparación de los Coeficientes de variación para la comunidad de Poturo, calculados y reales	91
Cuadro 8.3.- Comparación de los métodos para el cálculo de los Coeficientes de Variación y los obtenidos para la comunidad de Poturo.	92
Cuadro 8.4.- Comparación de los Coeficientes de variación para la comunidad de Arteaga, calculados y reales	92
Cuadro 8.5.- Comparación de los métodos existentes para el cálculo de los Coeficientes de Variación y los obtenidos para la comunidad de Arteaga.....	93
Cuadro 8.6.- Comparación de los Coeficientes de variación para la comunidad de Huaniqueo, calculados y reales	93
Cuadro 8.7.- Comparación de los métodos existentes para el cálculo de los Coeficientes de Variación y los obtenidos para la comunidad de Huaniqueo.	94

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.- Distribución Normal.....	18
Figura 2.2.- Distribución de Chi-cuadrado	20
Figura 2.3.- Distribución t de Student	¡Error! Marcador no definido.1
Figura 3.1.- Ejemplo de una curva de consumos acumulados para un día(Arocha,1977).	¡Error! Marcador no definido.3
Figura 3.2.- Variación del gasto horario para poblaciones pequeñas. ¡Error! Marcador no definido.5	
Figura 3.3.- Variación del gasto horario en porcentaje para la ciudad de México ¡Error! Marcador no definido.6	
Figura 3.4.- Variación del gasto horario en porcentaje para la diferentes ciudades en de México.	¡Error! Marcador no definido.7
Figura 3.5.- Representación gráfica de la ecuación del coeficiente Harmon para diferente número de habitantes, con las restricciones citadas por la CONAGUA y sin ellas.	35
Figura 7.1.- Localidades aforadas del Estado de Michoacán ¡Error! Marcador no definido.	
Figura 7.2.- Desalojo de agua de forma horaria en la comunidad de El Chauz	44
Figura 7.3.- Comportamiento del desalojo de agua residual de la comunidad de San Agustín.	45
Figura 7.4.- Grafica de evolución de descargas a lo lardo del día en Mariano Escobedo	47
Figura 7.5.- Comportamiento de descargas de agua residual de acuerdo a la hora y día de la semana en Téjaro.	48
Figura 7.6.- Evolución de descargas en Ucareo.....	49
Figura 7.7.- Gastos de las descarga de agua residuales en Chilchota	50
Figura 7.8.- Evolución de las descargas de agua residual de la comunidad de Yurécuaro	51
Figura 7.9.- Descargas de agua residual de la comunidad de Purépero	52
Figura 7.10.- Comportamiento de las descargas de agua residual.....	53
Figura 7.11.- Comportamiento del desalojo de agua en la comunidad de Angamacutiro	54
Figura 7.12.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de El Chauz.....	55
Figura 7.13.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de San Agustín del Pulque	55
Figura 7.14.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Mariano Escobedo.	56

Figura 7.15.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Téjaro de los Izquierdo.....	56
Figura 7.16.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Ucareo.	57
Figura 7.17.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Chilchota.	57
Figura 7.18.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Yurécuaro.....	58
Figura 7.19.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Indaparapeo. ...	58
Figura 7.19 Validación de los datos de descarga de la comunidad de Purépero.....	59
Figura 7.21.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Angamacutiro. .	59
Figura 7.22.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según la distribución Normal, la Chi cuadrado y t de Student en la población El Chauz.	62
Figura 7.23.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en San Agustín.	63
Figura 7.24.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Mariano Escobedo.....	64
Figura 7.25- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las Normal, Chi cuadrado y t de Student en Téjaro.....	65
Figura 7.26.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Ucareo.	66
Figura 7.27.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student Chilchota.	67
Figura 7.28.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Yurécuaro.	68
Figura 7.29.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en la Purépero.	69
Figura 7.30.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Indaparapeo.....	70
Figura 7.31- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado t de Student en Angamacutiro	71
Figura 7.32.- Coeficientes de variación horaria obtenidos con respecto a la población ...	79
Figura 7.33.- Coeficiente de variación diaria en relación con la población.....	82
Figura 8.1. Tendencia lineal para el CVH	83
Figura 8.2. Tendencia exponencial para los CVH	83
Figura 8.3.- Extrapolar lineal para el CVH.....	83
Figura 8.4.- Tendencia logarítmica para los CVH.....	83

Figura 8.5.- Tendencia potencial para el CVH.....	84
Figura 8.6.- Tendencia móvil para los CVH.....	84
Figura 8.7.- Tendencia polinómica 2° para CVH	84
Figura 8.8.- Tendencia polinómica 3° para CVH	84
Figura 8.9.- Tendencia polinómica 4° para CVH	84
Figura 8.10.- Tendencia polinómica 5° para CVH	84
Figura 8.11.- Tendencia polinómica 4° para CVH	85
Figura 8.12.- Línea de tendencia polinómica y ecuación característica para los CVH en alcantarillado sanitario	86
Figura 8.13.- Tendencia Lineal para los CVD	86
Figura 8.14.- Tendencia Exponencial para CVD	86
Figura 8.15.- Tendencia Extrapolar Lineal para CVD	87
Figura 8.16.- Tendencia Logarítmica para CVD	87
Figura 8.17.- Tendencia Potencial para los CVD.....	87
Figura 8.18.- Tendencia Móvil para los CVD.....	87
Figura 8.19.- Tendencia Polinómica 2° para CVD	87
Figura 8.20.- Tendencia Polinómica 3° para CVD	87
Figura 8.21.- Tendencia Polinómica 4° para CVD	87
Figura 8.22.- Tendencia Polinómica 5° para CVD	88
Figura 8.23.- Tendencia Polinómica 6° para CVD	88
Figura 8.24.- Línea de tendencia de mejor ajuste y ecuación característica para la obtención del CVD.	89

RESUMEN

Esta tesis tiene como eje el modelo de gestión del servicio de alcantarillado sanitario para optimizar el diseño éstos. Enfocándose en el análisis de los coeficientes de variación de caudal de agua diaria, horaria y el coeficiente Harmon, su congruencia, así como la determinación de una nueva metodología de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario con la finalidad de mejorar el desempeño de dichos sistemas y utilizar el agua de forma más eficiente.

Para ello se requirió información de aforos de descargas de agua residual y obtener los gastos de las descargas y a éstos se le aplicaron los modelos de probabilidad de la distribución normal, la distribución Chi cuadrado y la distribución t de Student. Finalmente se seleccionó la distribución normal y en base a este modelo se generaron dos ecuaciones para obtener los coeficientes de variación diaria y horaria en alcantarillado sanitario.

Las ecuaciones generadas se comprobaron con las variaciones de caudal de agua residual en las comunidades de Poturo, Arteaga y Huaniqueo, en la cual se obtuvieron datos satisfactorios para estas comunidades, mejores que los métodos existentes para el cálculo de estas variaciones.

Palabras clave: Coeficiente, Variación, Diaria, Horaria, Harmon.

ABSTRACT

This thesis has as axis the management model sewerage service to optimize the design. Focusing on the analysis of the coefficients of variation of flow rate daily, hourly and coefficient Harmon, its consistency, and the determination of a new methodology design of sewerage systems in order to improve the performance of such systems and use water more efficiently.

For this, was required data of gauging wastewater discharges and get the flow rate of discharge and to these were applied probability models of normal distribution, chi-square distribution and Student's t distribution. Finally, the normal distribution was selected and based on this model two equations were generated for the coefficients of daily and hourly variations in sewage systems.

The generated equations were tested with varying flow rate of waste water in communities Poturo, Arteaga and Huaniqueo, in which satisfactory data were obtained for these communities, better than existing for calculating these variations methods.

GLOSARIO

Agua residual: es el residuo líquido transportado por una alcantarilla, el cual puede incluir descargas domésticas industriales, así como también aguas lluvias, infiltraciones y flujos de entrada

Aforo: medición de caudal.

Aguas negras: son las aguas provenientes del servicio sanitario.

Atarjea: es una tuberilla o conducto, en general cerrado, que normalmente fluye a medio llenar, transportando aguas residuales.

Alcantarilla combinada: Transporta tanto aguas residuales como aguas lluvias.

Alcantarilla pluvial: Transporta aguas lluvias y cualquier otro residuo puede ser descargada en las calles o sobre la superficie del suelo.

Contaminación:de agua: es un término general que significa la introducción al agua de microorganismos, que hacen el agua impropia al consumo humano, generalmente se considera que implica la presencia o posible presencia de bacterias patógenas.

Consumo: cantidad de agua signada a una persona por unidad de tiempo.

Consumo máximo horario: es la cantidad máxima de agua asignada en una hora de tiempo para un habitante.

Caudal mínimo horario: Es la mínima cantidad de agua que será requerida en una determinada hora del día.

Caudal medio diario: es la cantidad de agua que requiere una población en un día.

Consumo máximo diario: es la cantidad máxima de agua asignado en un día para un habitante.

Coeficiente: es un número que expresa el valor de cambio en relación con las condiciones en que se produce.

Coeficiente de variación diaria (CVD): es un valor que indica la variación del consumos diario de agua respecto al gasto medio media

Coeficiente de variación horaria (CVH): es un valor que indica la variación del consumos horario de agua respecto al gasto medio.

Coeficiente harmon: es un valor que indica la variación desalojo de agua total en los sistemas de alcantarillado.

Red: es la distribución de acueductos y alcantarillas en base a un diseño.

Sedimentación: es el proceso en donde los floculo se trasladan a un tanque, donde por su propio peso se precipitan.

Tirante de agua: es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre del agua o es la profundidad del flujo.

1.-INTRODUCCIÓN

El agua es la sustancia más importante para la existencia humana, la utilizamos día a día, tanto en la alimentación como en la generación de energía. Se usa para el desarrollo de actividades domésticas, industriales, comerciales, agrícolas y pecuarias, entre otras. Es por ello que el abastecimiento de agua potable es una cuestión de supervivencia.

Un sistema de distribución de agua potable se proyecta para suministrar un volumen suficiente de agua, a una presión adecuada y con una calidad aceptable en el punto de entrega. Este proceso implica la captación del agua, su potabilización, conducción, almacenamiento y distribución (López, 2009).

El abastecimiento de agua es uno de los servicios elementales de las sociedades, sin embargo, también es necesario desalojar el agua usada (Ruíz *et al.*, 2011). Las aguas residuales pueden definirse como una combinación de los desechos líquidos procedentes de viviendas, instituciones y establecimientos comerciales e industriales, junto con las aguas de lluvia que fluyen en superficie y las aguas subterráneas que puedan agregarse (Metcalf, 1985).

En un país como México, en el que hay baja disponibilidad per cápita de agua y sobre explotación de acuíferos, es importante valorar el agua con acciones que optimicen el uso de ésta. Actualmente, debido al crecimiento poblacional y al desarrollo comercial e industrial se requiere que de alcantarillado sanitario, sean seguros y eficientes, principalmente a las zonas rurales ya que en comunidades rurales se ha detectado que los sistemas de alcantarillado sanitario se diseñan de tal forma que las tuberías encargadas de transportar el agua residual (albañales) se sobredimensionan, disminuyendo el tirante que circula por los albañales, lo cual provoca azolves en el transporte de aguas residuales y genera un mayor costo de inversión para el diseño de las redes de alcantarillado. Además, las comunidades rurales constituyen el sector con menor cobertura de dichos sistemas en comparación con las zonas urbanas.

Por lo anterior, es importante mejorar el diseño de las redes de alcantarillado, mediante una revisión y análisis de factores determinantes en el diseño de dichos sistemas.

Para tal fin es necesario contar con información que se apege a las necesidades reales de la población, por ello la presente tesis se enfoca en el análisis de la determinación del coeficiente Harmon que determina las variaciones del flujo de agua residual de los sistemas de alcantarillado, así como su congruencia con los coeficientes de variación diaria (CVD) y horaria (CVH) en agua potable, dado que el comportamiento del flujo de los sistemas de agua potable es factor indispensable para un buen diseño de los sistemas de alcantarillado sanitario.

Los CVD y CVH son coeficientes que determinan el gasto de diseño en los sistemas de agua potable. En México, dichos coeficientes son definidos en las normas de diseño citadas en el Manual de Abastecimiento de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS). En esta norma dichos coeficientes se generalizan, es decir, el CVD solo puede adoptar un valor, el cual se usa indistintamente para zonas rurales y zonas urbanas, lo mismo para el CVH, el cual solo adopta un valor.

Sin embargo, pese a que los sistemas de alcantarillado sanitario son la parte complementaria de los sistemas de agua potable, la determinación del gasto de diseño depende de otros elementos de diseño diferentes, es decir, el gasto de diseño de las redes de alcantarillado se determina sin tomar en cuenta los CVD y CVH, sino que toma otro concepto diferente al que correspondería a estas variaciones: el coeficiente Harmon.

La determinación del coeficiente Harmon está dada por una ecuación matemática que emplea un intervalo o rango determinado por el número de habitantes de cada población, sin embargo los límites adoptados para este coeficientes denotan variaciones respecto a los valores que corresponderían a los CVD y CVH; es decir, el coeficiente Harmon propone una determinación del gasto de diseño en los sistemas de alcantarillado mayor al gasto de los sistemas de agua potable, diseñando así los sistemas de alcantarillado sanitario pensando en que se desaloja más agua de la que

se suministra, esto sin contar el agua pluvial, por ello es necesario revisar este coeficiente para analizar la aplicabilidad de la ecuación del coeficiente Harmon.

La propuesta de este trabajo de tesis se enfocara al análisis de los CVD y CVH en agua potable y su congruencia con el coeficiente de variación máxima instantánea (coeficiente Harmon) en los sistemas de alcantarillado sanitario, mismo que se pretende obtener por una serie de análisis estadísticos y numéricos, aplicando tres modelos de distribuciones estadísticas como son la distribución Normal, la distribución Chi Cuadrada y la distribución t de Student para obtener una función, $f(x)$ la cual describa el comportamiento del coeficiente de variación máxima instantánea y se determine de la misma forma que en agua potable, con coeficientes de variación diaria y horaria para obtener una congruencia entre estos dos sistemas.

Por otra parte, los sistemas de alcantarillado sanitario están ligados al tratamiento de agua residual, por lo que los CVD, CVH y el coeficiente Harmon son elementos indispensables para el diseño de las plantas de tratamiento, ya que con éstos se determinan los caudales máximos de éstas y se lleva a cabo el diseño hidráulico de las mismas. Por ello, la determinación y el análisis del coeficiente de variación máxima instantánea tiene una trascendencia mayor, la cual servirá para mejoras de diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, mejorando el diseño de estructuras como atarjeas, interceptores, colectores, emisores, desarenadores, sedimentadores primarios y secundarios entre otros elementos.

2.- MARCO TEÓRICO

2.1.- Sistemas de Agua Potable

Un sistema de agua potable tiene como finalidad principal el entregar a los habitantes de una localidad, agua en cantidad y calidad adecuada para su uso y consumo. Las redes de agua potable están constituidas por una serie de estructuras hidráulicas de diferentes características, afectadas por distintos coeficientes de diseño en razón de la función que cumplen dentro del sistema. Por lo tanto, para su diseño es preciso hacer una revisión desde el punto de vista funcional, así como su aprovechamiento y eficiencia, para ajustarlos a criterios económicos.

2.1.1- Dotación de agua potable.

El consumo es parte del suministro de agua potable y se define como la cantidad de agua utilizada o por utilizar y se expresa en m³/día o L/día.

El consumo de agua se determina de acuerdo con el tipo de usuario que se clasifica según su uso: doméstico y no doméstico.

El consumo se relaciona de manera directa con la dotación de agua a la población. La dotación es la cantidad de agua asignada para cada habitante y considera todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema en un día medio anual y se expresa en L/hab/día (CONAGUA, 1994a).

En México, la dotación se obtiene al dividir el consumo total que incluye el servicio doméstico, comercial, industrial y de servicios públicos, y las pérdidas físicas de agua, entre el número total de habitantes, para obtener la dotación particular para cada zona.

2.1.2.-Gasto medio

El gasto es la columna vertebral en los sistemas de agua potable, ya que este es el que define toda la estructura hidráulica de las redes (Flinn *et al.*, 1952), por ello, es importante determinar adecuadamente este valor, de modo que sea lo más cercano a las necesidades reales de los usuarios.

El gasto medio de diseño es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio. Este gasto es el suministro diario a la población.

En México el gasto medio se calcula con la Ecuación 2.1, establecida por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 1994a):

$$Q_{med} = \frac{D \cdot P}{86400} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde:

Q_{med} = Gasto medio, en L/s

D = Dotación, en L/hab/día

86 400 = Segundos de un día

P = Población en número de habitantes

2.1.3.- Cálculo de la población

En el diseño de sistemas de agua potable nuevos se debe calcular a futuro la población a la que darán servicio cada una de las conducciones, por lo que se define como población de proyecto: “la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del periodo de diseño del sistema” (CONAGUA, 1994a). Debido a que en el crecimiento de una localidad intervienen factores políticos, económicos y sociales, la población futura debe estimarse para cada grupo demográfico, a partir de datos censales históricos, las tasas de crecimiento, los planes de desarrollo urbano, su característica migratoria y las perspectivas de su desarrollo económico.

Existen varios métodos de predicción de la población de proyecto, la CONAGUA recomienda los siguientes:

2.1.3.1.-Método aritmético

Este método supone que el crecimiento poblacional es constante y por lo cual se debe obtener el promedio anual en años anteriores y aplicarlo para obtener la población futura.

$$Pf = Pa + In \quad \text{Ecuación 2.2}$$

$$I = \frac{Pa - Pp}{N} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde:

Pf = Población futura

Pp = Población pasada

Pa = Población actual

n = Diferencia de tiempo en años entre Pa y Pp

N = Diferencia de tiempo en años entre Pf y Pp

I = Incremento medio anual

2.1.3.2.-Método Geométrico

Consiste en considerar que la población tendrá un incremento análogo, al que sigue un capital aumentado en sus intereses, esto dado por la fórmula de interés compuesto en el que el rédito es el factor de crecimiento.

$$Pf = Pa(1 + r)^n \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$(1 + r) = \left(\frac{P_D}{P_{D-1}}\right)^{\frac{1}{n}} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Tasa de crecimiento

n = Años transcurridos

P_D = Población de cada decena

$P_{(D-1)}$ = Población de la decena anterior

n = Años transcurridos desde P_D y $P_{(D-1)}$

2.1.3.3.-Método de mínimo cuadrados

Este método se basa en una función de regresión lineal para la línea recta en donde se tienen las siguientes ecuaciones normales.

$$Y_c = b + ax \quad \text{Ecuación 2.6}$$

$$Y_o = aX_o + nb \quad \text{Ecuación 2.7}$$

$$X_oY_o = aX_o^2 + bX_o \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Al resolver las ecuaciones para "a" y "b" se obtienen las siguientes fórmulas:

$$a = \frac{nX_oY_o - X_oY_o}{nY_o^2 - X_o^2} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

$$b = \left(\left(\frac{Y_o}{n} \right) - \left(\frac{X_o}{n} \right) a \right) \quad \text{Ecuación 2.10}$$

2.1.3.4.-Método de curva exponencial

Este método se basa en la fórmula de regresión lineal para la curva exponencial, en donde se tienen las siguientes ecuaciones.

$$Y = ab^t \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$\sum \log Y_o = n \log a + \log \sum b \sum t \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$\sum \log Y_o = \log a \sum t + \log b \sum t^2 \quad \text{Ecuación 2.13}$$

Resolviendo las ecuaciones para "log a" y "log b" se obtienen las siguientes fórmulas:

$$\log b = \frac{n \sum t \log Y_o - \sum t \sum \log Y_o}{n \sum t^2 - \sum t^2} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

$$\log a = \left(\left(\frac{\sum \log Y_o}{n} \right) - \left(\frac{\sum t}{n} \right) \log b \right) \quad \text{Ecuación 2.15}$$

2.1.4- Variaciones de consumo.

En la Ecuación 2.1 se cifra el consumo diario medio anual, sin embargo éste no es totalmente representativo, ya que, de acuerdo con las condiciones de cada población

en particular, se generarán diversas variaciones en el consumo de agua, ya sea por el clima, los días de trabajo y nivel socioeconómico de la zona que se abastece. Por ejemplo, durante el día lunes se suele producir mayor consumo que el día domingo. En algunos meses se observa un promedio diario de consumo más alto que el promedio anual. También se producen puntas de demandas durante el día; habrá punta por la mañana, al empezar las actividades diarias, y un mínimo en las madrugadas, en función de la hora en que se presentan las actividades en cada población (Steel *et al.*, 1979). Estas variaciones de consumo podrán rebasar el suministro de agua.

En consecuencia, en un sistema de abastecimiento los requerimientos de agua potable no son constantes a lo largo del año ni durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horario. Debido a la importancia de estas fluctuaciones en el abastecimiento de agua, es necesario obtener gastos máximos diarios y máximos horarios, los cuales se determinan al multiplicar un coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y un coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario, respectivamente. En el Cuadro 2.1 se muestran los gastos utilizados para el diseño de las estructuras en los sistemas de abastecimiento en México.

Cuadro 2.1.- Gastos para el diseño de sistemas de agua potable en México (CONAGUA, 1994b).

Tipo de estructura	Diseño con gasto máximo diario	Diseño con gasto máximo horario
Fuente de Abastecimiento	x	
Obra de captación	x	
Línea de conducción antes del tanque de regularización	x	
Tanque de regularización	x	
Línea de alimentación a la red		x
Red de distribución		x

2.1.5.- Coeficientes de variación diaria y horaria.

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria, es necesario generar un estudio de la demanda de consumo para cada localidad, sin embargo, en México,

la CONAGUA, basada en investigaciones realizadas por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) en el estudio “Actualización de dotaciones en el país”, ha determinado los coeficientes de variación diaria y horaria para cualquier población, que corresponden a los valores del Cuadro 2.2.

Cuadro 2.2. Coeficientes de variación diaria y horaria en México (CONAGUA, 1994a).

Concepto	Zona urbana
CVD	1.40
CVH	1.55

2.1.6.- Gasto máximo diario y horario

Los gastos máximos diario y máximo horario, son los requeridos para satisfacer las necesidades de la población en un día y hora de máximo consumo, y en un año tipo, respectivamente.

En México los gastos máximos horarios se obtienen a partir del gasto medio con las Ecuaciones 2.16 y 2.17:

$$Q_{Md} = CVD \cdot Q_{med} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

$$Q_{Mh} = CVH \cdot Q_{Md} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Donde:

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en L/s

Q_{Mh} = Gasto máximo horario, en L/s

CVD = Coeficiente de variación diaria

CVH = Coeficiente de variación horaria

Q_{med} = Gasto medio diario, L/s

2.2.-Sistemas de Alcantarillado Sanitario

Los sistemas de alcantarillado tienen como función principal el retiro de las aguas que han sido utilizadas en una población y por ende contaminadas, estas reciben el nombre genérico de “aguas residuales”. También sirven para retirar las aguas pluviales. El alcantarillado consiste en un sistema de conductos enterrados llamados alcantarillas, que generalmente se instalan en el centro de las calles.

Las redes de recogida de aguas residuales pueden ser de dos tipos básicos: separativas o unitarias. Las redes separativas se proyectan para recoger y transportar exclusivamente las aguas residuales (los términos separativo y sanitario se usan de manera indistinta). Las redes unitarias se proyectan para recoger y transportar tanto las aguas residuales como las pluviales (Metcalf, 1985). Debido a lo anterior, los sistemas de alcantarillado se clasifican de acuerdo al tipo de agua que conducen.

Alcantarillado sanitario: Es la red de tuberías, a través de la cual se deben evacuar en forma rápida y segura las aguas residuales municipales (domésticas o de establecimientos comerciales) hacia una planta de tratamiento y finalmente a un sitio de vertido donde no causen daños.

Alcantarillado pluvial: Es el sistema que capta y conduce las aguas de lluvia para su disposición final que puede ser por infiltración, almacenamiento o depósitos y cauces naturales.

Alcantarillado combinado: Es el sistema que capta y conduce simultáneamente el 100% de las aguas de los sistemas mencionados anteriormente, pero que dada su disposición dificulta su tratamiento posterior y causa serios problemas de contaminación al verterse a cauces naturales y por las restricciones ambientales se imposibilita su infiltración.

Alcantarillado semi-combinado: Se denomina al sistema que conduce el 100% de las aguas negras que produce un área o conjunto de áreas y un porcentaje menor al 100% de aguas pluviales captadas en esa zona que se consideran excedencias y, que serían conducidas por este sistema de manera ocasional y como un alivio al sistema

pluvial y/o de infiltración para no ocasionar inundaciones en las vialidades y/o zonas habitacionales.

2.2.1.- Aguas residuales y su relación con el consumo de agua

La distribución de volúmenes de aguas residuales dependerá, en gran medida, de la distribución de los volúmenes de las aguas suministradas. En consecuencia, una estimación de la cuantía previsible de tales aguas debe verse precedida en un estudio del consumo de agua. La porción de aguas consumidas que llegará a una red de alcantarillado debe ser deducida por un gasto de diseño, que depende del suministro del agua potable.

2.2.2.-Aportaciones de aguas residuales

La aportación de aguas residuales es el volumen de agua residual entregado a la red de alcantarillado. Por su relación directa con la dotación de agua, en México se adopta el criterio de aceptar como aportación de aguas negras el 75% de la dotación de agua potable, dado que se considera que el 25% restante se consume antes de llegar a los conductos. Este 75% de la dotación de agua potable fue determinado por la CONAGUA a través del IMTA, gracias a diversas mediciones en diferentes localidades del país (CONAGUA, 1994a).

2.2.3.- Gastos de diseño de un alcantarillado sanitario.

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son:

- Gasto medio
- Gasto mínimo
- Gasto máximo instantáneo
- Gasto máximo extraordinario

Este trabajo de tesis se enfoca en el análisis de los coeficientes de variación diaria y horaria, así como a las variables que determinan el gasto máximo instantáneo, es decir, el coeficiente de variación instantánea o coeficiente Harmon, sin embargo es importante establecer su relación con los demás gastos de diseño.

2.2.4.- Gasto medio

El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. La CONAGUA considera que el alcantarillado debe construirse herméticamente por lo que no se adiciona al caudal de aguas negras, ni el volumen por infiltraciones.

El gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red está en función de la población y la aportación, y se calcula con la Ecuación 2.18:

$$Q_{med} = \frac{A_p \cdot P}{86400} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Donde:

Q_{med} = Gasto medio de aguas residuales en L/s

A_p = Aportaciones de aguas negras en L/hab/día

P = Población en número de habitantes

86 400 = Segundos en un día

2.2.5.- Gasto mínimo

El gasto mínimo, Q_{min} (Ecuación 2.19) es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto. Se acepta que este valor sea igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{min} = 0.5Q_{med} \quad \text{Ecuación 2.19}$$

2.2.6.-Gasto máximo instantáneo

El gasto máximo instantáneo es el valor máximo del escurrimiento que se presenta en un instante dado. Para evaluar este gasto se consideran ciertos criterios.

Es importante señalar que este gasto máximo instantáneo y el gasto mínimo, son factores que regulan el diseño hidráulico de las atarjeas, ya que la capacidad de

conducción de la atarjea debe ser suficiente para conducir el gasto máximo y debe construirse con una pendiente tal, que no haya sedimentación durante los periodos de gasto mínimo (Ruiz *et al.*, 2011).

El gasto máximo instantáneo se calcula con la Ecuación 2.20.

$$Q_{Max\ inst} = M \times Q_{med} \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Donde:

M = Coeficiente de variación máxima instantánea de aguas negras, coeficiente Harmon.

2.2.7.- Coeficiente de variación máxima instantánea, coeficiente Harmon

El gasto de escurrimiento de aguas residuales de cualquier distrito varía, así como la dotación de agua potable y éste depende de la estación, día, hora y otras condiciones (McGhee, 1999). Para cuantificar la variación máxima instantánea de las aportaciones, en México se utiliza la fórmula de Harmon cuyo cálculo se efectúa mediante la Ecuación 2.21:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad \text{Ecuación 2.21}$$

Donde:

M = Coeficiente de variación máxima instantánea de aguas negras, coeficiente Harmon

P = Población servida acumulada hasta el tramo de tubería considerada, en miles de habitantes

El coeficiente de variación máxima instantánea o coeficiente de Harmon, se aplica dentro de las siguientes consideraciones:

En tramos que presenten una población acumulada menor a los 1000 habitantes, el coeficiente se considera constante e igual a 3.8.

Para una población acumulada mayor de 63 450 habitantes, el coeficiente se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la Ley de Variación establecida por Harmon (CONAGUA,1994a).

Lo anterior, resulta de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable, ya que el coeficiente "M" se equipara con el coeficiente de variación del gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite inferior es de $1.40 \times 1.55 = 2.17$.

2.2.8.- Gasto máximo extraordinario

El gasto máximo extraordinario es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como son las de bajadas de aguas pluviales de azoteas, las de patios o las provocadas por el crecimiento demográfico no considerado.

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de las tuberías, ya que se debe contar con un margen de seguridad para prevenir la presencia de caudales adicionales en las aportaciones que puede recibir la red.

El gasto máximo extraordinario se calcula con la Ecuación 2.22

$$Q_{Max\ ext} = CsQ_{Max\ inst} \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Donde

Cs = Coeficiente de seguridad que oscila entre los rangos de 1.0 y 1.5

2.3.-Modelos de probabilidad

Los modelos de probabilidad describen el comportamiento probabilístico de una o más variables aleatorias en forma de ecuaciones matemáticas. También se define como una función de probabilidad que establece la correspondencia entre cada valor de una variable aleatoria y las probabilidades que sucedan en esos valores. En consecuencia,

cada modelo queda definido por una función determinada de probabilidad y de distribución.

Algunos de los parámetros usuales para describir los modelos de probabilidad son medidas de dispersión de datos como la media y la varianza

2.3.1.-Dispersión de datos

La dispersión o variación es una característica importante de un conjunto de datos porque intenta dar una idea de cuán esparcidos se encuentran éstos. La dispersión indica que tan cercanos o lejanos se encuentran los valores unos de otros. Dichos valores pueden pertenecer a un conjunto de datos agrupados (distribuciones de frecuencias) o no agrupados (ordenados de acuerdo a su magnitud). Las medidas de dispersión que son más comunes son: rango, desviación media, desviación estándar y varianza.

2.3.2.-Media

Si los datos no están agrupados en intervalos de frecuencia, la media aritmética se define como la suma de las medidas de los datos entre el número de datos. En el caso de que los datos estén agrupados en intervalos de frecuencia, la media aritmética se define como el producto de cada frecuencia por su respectiva marca de clase, entre la suma de las frecuencias. Si la media aritmética es un parámetro se denota por la letra griega μ , y si es un estadístico, por la letra \bar{x} (Ecuación 2.23).

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad \text{Ecuación 2.23}$$

Donde:

\bar{x} = media

n = número de datos

x = datos

2.3.3.-Varianza y Desviación Estándar

Se definen como los valores que determinan la dispersión o separación de las medidas de los datos, respecto a un valor central. Si la varianza y la desviación estándar son parámetros, se denotarán por las letras griegas σ^2 y σ respectivamente; y si son estadísticos, por las letras S^2 y S , respectivamente (Ecuación 2.24).

$$S_h = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad \text{Ecuación 2.24}$$

Donde:

n = número de datos

x_i = datos

\bar{x} = media

S_h = desviación estándar

2.3.4.-Distribución de probabilidades

Una distribución de probabilidad indica toda una gama de valores que pueden representarse como resultado de un experimento si éste se llevase a cabo, es decir, describe la probabilidad de que un evento se realice en un futuro, por ello constituye una herramienta fundamental para la prospectiva, puesto que puede diseñar un escenario de acontecimientos futuros en donde se consideran las tendencias de diversos fenómenos.

Toda distribución de probabilidad es generada por una variable aleatoria x (porque puede tomar diferentes valores).

2.3.5.-Variables aleatorias

Una variable aleatoria es un número real asociado de un experimento aleatorio. Se piensa en una variable aleatoria como una variable asociada a una población conceptual, ya que solo podrá observarse cuando se tomen muestras suyas.

Existen dos tipos de variables aleatorias, cada una caracterizada por modelos probabilísticos específicos.

- a) *Variable aleatoria discretas.* - Se dice que una variable aleatoria es discreta si el conjunto de todos los valores que puede tomar es un conjunto, a lo sumo, numerable (discreto).
- b) *Variable aleatoria continua.* - Una variable aleatoria es continua si el conjunto de valores que puede tomar sólo puede encerrarse en intervalos, formando, por lo tanto, un conjunto con un número infinito no numerable de elementos, dado que los datos con los que se cuenta en esta tesis, pertenecen a variable aleatorias continuas, por lo que los modelos probabilísticos que se aplicarán serán los correspondientes a los descritos para variables aleatorias continuas.

2.3.6.-Distribución Normal

La distribución normal es, sin duda, la distribución de probabilidad más importante del cálculo de probabilidades y de la estadística. Fue descubierta por De Moivre en 1773, como aproximación de la distribución binomial (Martin & Ruiz, 2000). La importancia de la distribución normal queda totalmente consolidada por ser la distribución límite de numerosas variables aleatorias, discretas y continuas, como se demuestra a través de los teoremas centrales del límite. Las consecuencias de estos teoremas implican la casi universal presencia de la distribución normal en todos los campos de las ciencias empíricas: biología, medicina, psicología, física y economía, entre otras. En particular, muchas medidas de datos continuos en medicina y en biología (talla y presión arterial) se aproximan a la distribución normal. Junto a lo anterior, no es menos importante el interés que supone la simplicidad de sus características y de que de ella derivan, entre otras, tres distribuciones (Chi cuadrado, t de Student y F de Snedecor).

La distribución normal queda totalmente definida mediante dos parámetros: la media (μ) y la desviación estándar (σ).

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad \text{Ecuación 2.25}$$

Donde:

μ = representa la esperanza matemática (media) de la variable con valores que van de $-\infty < \mu < \infty$

σ = Representa la desviación típica, con valores $\sigma > 0$

x = Valor de la variable aleatoria continua, con valores que van de $-\infty < x < \infty$,

El histograma correspondiente a la Función de Densidad, tiene forma de una campana simétrica con una densidad o valor máximo en la media, μ y dicha densidad decrece de forma simétrica a ambos lados en función del valor de la desviación típica, σ . Gráficamente, en la Figura 2.1, se observa que σ es la distancia desde la media μ al punto de inflexión de la campana (Martínez *et al.*, 2010).

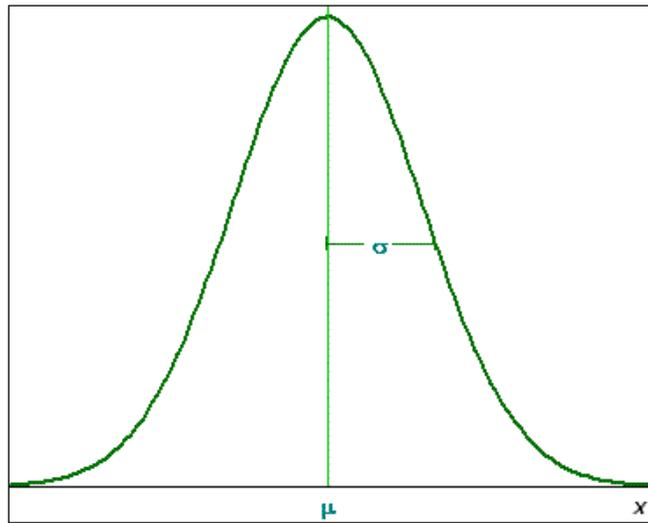


Figura 2.1.- Distribución Normal.

El indicador de dispersión (mide la variabilidad de los datos) más adecuado es la varianza, σ^2 , aunque realmente el más utilizado es su raíz cuadrada o desviación típica, σ , al venir expresada en las mismas unidades que la variable medida y, por lo tanto, que la media.

2.3.7.-Distribución Chi-cuadrado

Esta distribución fue descrita por primera vez por el Helmert estadístico alemán en los documentos de 1875/1876 en donde se calcula la distribución muestral de la varianza de la muestra de una población normal. Así, en Alemania esto se conoce tradicionalmente como la Helmerzsche o "distribución Helmert". La distribución fue redescubierta de manera independiente por Karl Pearson en el contexto de la bondad del ajuste, para lo cual desarrolló su prueba de Pearson Chi-cuadrado (Vargas, 1995).

La distribución de Chi-Cuadrado es una distribución de probabilidad continua con un parámetro “n”, que representa los grados de libertad de la variable aleatoria, la distribución de Chi Cuadrado es denotada por la letra griega X^2 , con frecuencia usada para probar hipótesis.

La Chi-cuadrado es una distribución fundamental que se emplea, entre muchas otras aplicaciones, para determinar los límites de confianza de la varianza de una población normal, para contrastar la hipótesis de homogeneidad o de independencia en una tabla de contingencia y para pruebas de bondad de ajuste. La distribución Chi-cuadrado queda definida mediante sus grados de libertad y se calcula como se describe a continuación.

Su función de densidad se obtiene con la Ecuación 2.26

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)\sqrt{2^n}} x^{(n-2)/2} e^{-x/2} \quad x > 0 \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Donde:

n = grados de libertad y

$$\Gamma(P) = \int_0^{\infty} X^{P-1} e^{-x} dx \quad \text{Ecuación 2.27}$$

Siendo Γ la función gamma de Euler, con $P > 0$. La función de distribución viene dada por

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x f(x) dx \quad \text{Ecuación 2.28}$$

La función de distribución tiene una forma parabólica, cuya simetría depende de los grados de libertad como se muestra en la Figura 2.2

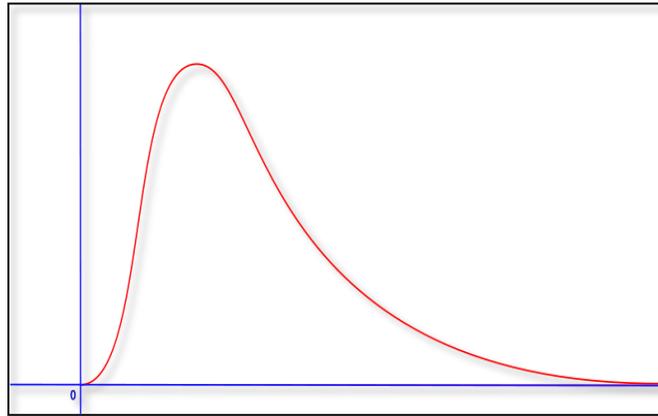


Figura 2.2.- Distribución de Chi-cuadrado

2.3.8.-Distribución t de Student

La t de Student es un modelo de probabilidad muy útil en el campo de la inferencia estadística y depende de un parámetro denominado grados de libertad. Esta distribución desempeña un papel importante en la inferencia estadística asociada a la teoría de muestras pequeñas. Se usa habitualmente en el contraste de hipótesis para la media de una población, o para comparar las medias de dos poblaciones, y viene definida por sus grados de libertad “n”.

A medida que aumentan los grados de libertad, la distribución t de Student se aproxima a una normal de media 0 y varianza 1 (normal estándar).

La función de densidad de la distribución de t de Student con n grados de libertad se determina con la Ecuación 2.29.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{n\pi}} \frac{\Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} \left(1 + \frac{x^2}{n}\right)^{\frac{n+1}{2}} \quad x > 0$$

Ecuación 2.29

Siendo $G(P) = \int_0^{\infty} X^{P-1} e^{-X} dX$ la función gamma de Euler con $P > 0$. La media de la distribución t-Student es $E(X) = 0$ y su varianza $V(X) = n/(n-2)$, la cual no existe para grados de libertad menores que 2.

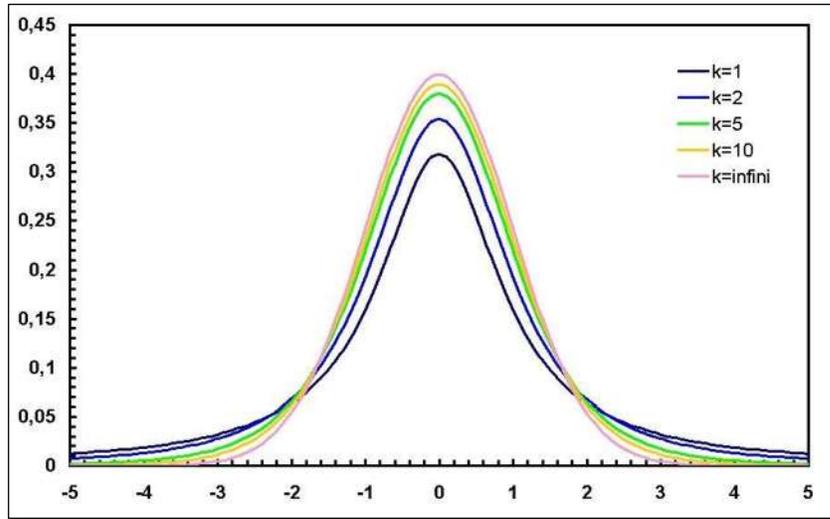


Figura 2.3.- Distribución t de Student

3.- ANTECEDENTES

Actualmente, las investigaciones realizadas para la mejora de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario se basan en la determinación de nuevas técnicas estructurales para hacerlos más eficientes, sin embargo no se han desarrollado nuevas metodologías para la obtención de los gastos de diseño, tanto para agua potable como para alcantarillado, de modo que se ha originado un rezago en la actualización de éstos.

En este capítulo se citan estudios que han servido como base para obtener los valores de los coeficientes de variación diaria, horaria y el coeficiente de Harmon en diversos países.

3.1.-Obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria

Diversos autores, dentro de los que se encuentran Flinn *et al.* (1952), Steel *et al.* (1979), McGhee (1999), López (2009), así como la CONGUA (1994a), coinciden en que para la obtención de los CVD y CVH es necesario realizar un estudio del consumo de agua para cada localidad, de este modo se podrá generar información tal que, por medio de gráficas, se podrán obtener los valores para estos coeficientes, con la finalidad de que se asemejen más a los reales.

Por otro lado, Arocha (1977) presentó un estudio en el cual analiza los consumos diarios de agua durante un mes en la localidad de Bergantín, Venezuela. Durante el periodo de análisis se registró un día de consumo máximo, el cual debió ser satisfecho por el sistema de agua potable. Sin embargo, lo destacable de la investigación de Arocha fue la metodología que se desarrolló para la obtención del CVH. Misma reflejada en la Normas I.N.O.S (Venezuela), en donde se obtuvo la Ecuación 3.1, para determinar el consumo máximo horario, para localidades con poblaciones entre 1 000 y 10 000 habitantes.

$$CVH = 275 - 0.75X \qquad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

X = población en miles de habitantes.

Arocha también propone la curva de consumos acumulados a partir de la cual se determina el CVH al trazar la recta de máxima pendiente tangente a la curva, así como el gasto medio de un día cualquiera está representado por la pendiente de la recta que une el origen de las coordenadas con el extremo.

Finalmente, como parte de otra metodología para la obtención de estos coeficientes, se construye la curva de consumos acumulados a partir de las gráficas de consumo máximo horario, con la que se analiza el funcionamiento del sistema y los factores de variación de consumo como se muestra en la Figura 3.1.

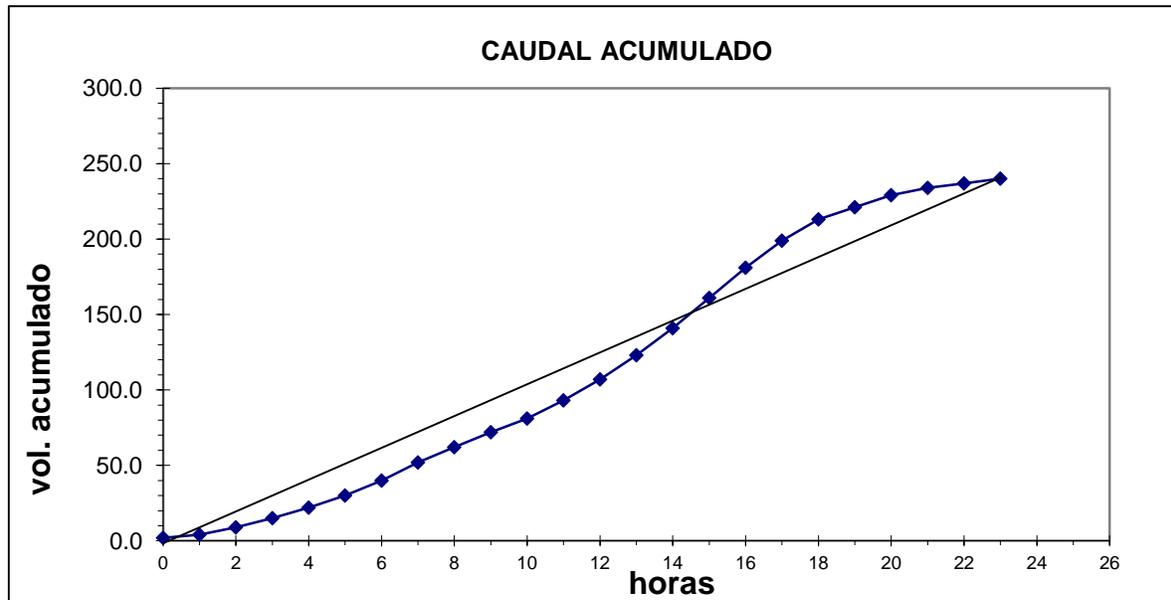


Figura 3.1.- Ejemplo de una curva de consumos acumulados para un día (Arocha,1977).

Gracias a la curva de consumos acumulados se definen las siguientes características.

- a) La pendiente de la tangente en un punto representa el gasto en ese instante dado.
- b) La pendiente a la recta entre dos puntos es el gasto medio en ese intervalo.
- c) La diferencia de las ordenadas para dos tiempos cualesquiera representa el volumen consumido en ese intervalo.

En 1990 el diseño de los sistemas de abastecimiento en México era determinado por un Manual de Agua potable, en el cual la Comisión Federal de Electricidad (CFE), por medio del Manual de Obras Civiles recomendaba el uso de los coeficientes que se muestran en el Cuadro 3.1

Cuadro 3.1. Coeficientes de variación diaria y horaria (CFE, 1990).

Coeficiente	Rango
CVD	1.2 a 1.5
CVH	1.5 a 2.0

En 1992 y 1993 se realizó un estudio de “Actualización de dotaciones en el país” realizado por el IMTA, en este estudio se determinaron los CVD y CVH, basándose en un muestreo estadístico realizado en 23 ciudades representativas de los diversos climas y tamaños de población de México, en donde se realizó una estratificación de usuarios por clase socioeconómica alta, media, baja y tomando lecturas por micromediciones y encuestas para obtener consumos promedio y los CVD y CVH que se muestra en el Cuadro 3.2

Cuadro 3.2.- Coeficientes de variación para diseño recomendados por el IMTA

REGION CLIMATICA	COEFICIENTES DE VARIACION MÁXIMOS Y MÍNIMOS			
	VARIACION HORARIA		VARIACIÓN DIARIA	
CÁLIDO	1.4	1.04	1.38	0.04
SEMICÁLIDO	1.54	1.11	1.74	1.25
TEMPLADO	1.76	1.06	1.96	1.05

No obstante, actualmente el Manual de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario (MAPAS) publicado por CONAGUA en 1994a, generalizan los coeficientes a las cifras recomendadas en el Cuadro 2.2. En el MAPAS también se describe una serie de variaciones típicas para las variaciones de consumo de agua para diversas poblaciones (Cuadros 3.3, 3.4 y 3.5) y (Figuras 3.2, 3.3 y 3.4).

Cuadro 3.3.- Variación de gasto horario determinada por la CONAGUA en 1994b para poblaciones pequeñas.

Hora	Variación del gasto horario %	Hora	Variación del gasto horario %
0-1	45	12-13	120
1-2	45	13-14	140
2-3	45	14-15	140
3-4	45	15-16	130
4-5	45	16-17	130
5-6	60	17-18	120
6-7	90	18-19	100
7-8	135	19-20	100
8-9	150	20-21	90
9-10	150	21-22	90
10-11	150	22-23	80
11-12	140	23-24	60

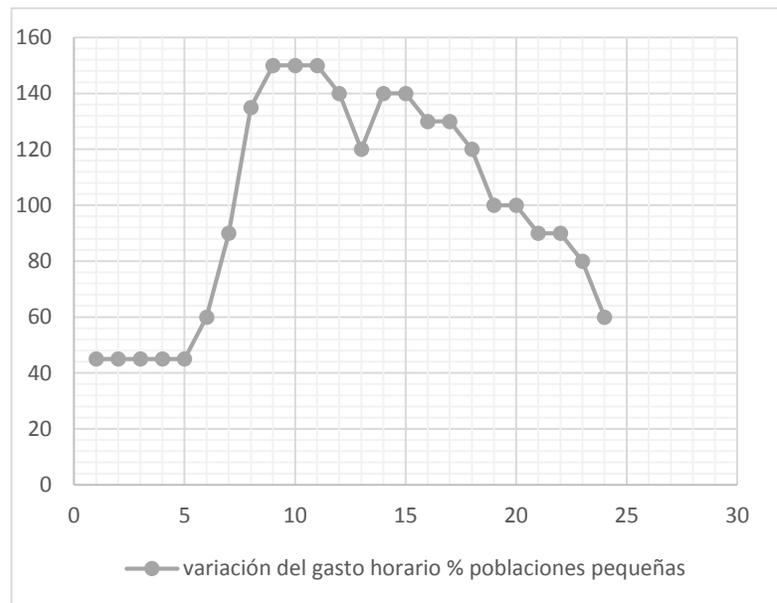


Figura 3.2.- Variación del gasto horario para poblaciones pequeñas.

En la Figura 3.2 y en el Cuadro 3.3 se observa que para poblaciones pequeñas las variaciones del gasto horario alcanzan un máximo de 150%.

Cuadro 3.4.- Variaciones del gasto horario determinadas por la CONAGUA (1994b) para la ciudad de México.

hora	variación del gasto horario % Ciudad de México	hora	variación del gasto horario % Ciudad de México
0-1	61	12-13	138
1-2	62	13-14	138
2-3	60	14-15	138
3-4	57	15-16	141
4-5	57	16-17	114
5-6	56	17-18	106
6-7	78	18-19	102
7-8	138	19-20	91
8-9	152	20-21	79
9-10	152	21-22	73
10-11	141	22-23	71
11-12	138	23-24	57



Figura 3.3.- Variación del gasto horario en porcentaje para la ciudad de México.

En la Figura 3.3 y en el Cuadro 3.4 se observa que las variaciones del gasto horario, específicamente para la ciudad de México alcanzan un máximo de 152%.

Cuadro 3.5.- Variaciones del gasto horario determinadas por la CONAGUA 1994b para la ciudad de México.

hora	variación del gasto horario % para diferentes ciudades del país	hora	variación del gasto horario % para diferentes ciudades del país
0-1	60.6	12-13	128.8
1-2	61.6	13-14	126.6
2-3	63.8	14-15	121.6
3-4	63.7	15-16	120.1
4-5	65.1	16-17	119.6
5-6	82.8	17-18	115.1
6-7	93.8	18-19	112.1
7-8	119.9	19-20	105.6
8-9	130.7	20-21	30.1
9-10	137.2	21-22	18.4
10-11	134.3	22-23	71
11-12	132.9	23-24	65.1



Figura 3.4.- Variación del gasto horario en porcentaje para la diferentes ciudades en de México.

En la Figura 3.4 y en el Cuadro 3.5 se estima que las variaciones del gasto horario llegan a tener un valor máximo de 137.2%, lo que, en comparación con los resultados obtenidos anteriormente muestran una variación respecto a la cifra determinada por el IMTA que es de 155%.

Sin embargo, la metodología adecuada para la obtención de estos coeficientes que describe la CONAGUA, requiere realizar una micromedición o un monitoreo del consumo de agua con el cual se determinan los coeficientes de variación diaria y horaria, y se obtiene una relación del suministro total de agua con el caudal consumido.

En 2008, en el estado de Baja California, la Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano del Estado (SIDUE) generó las Normas Técnicas para el Proyecto de sistemas de Agua Potable para el Estado de Baja California, en las cuales determinan los CVD y CVH para diversas regiones del estado, véase Cuadro 3.6.

Cuadro 3.6.- Diferentes coeficientes de variación para el diseño de redes agua potable en el estado de Baja California (SIDUE, 2008)

Concepto	Ensenada		Mexicali		Rosarito		Tecate		Tijuana	
	Urbano	Rural	Urbano	Rural	Urbano	Rural	Urbano	Rural	Urbano	Rural
CVD	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
CVH	1.5	1.5	2	2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

3.2.-Coeficientes de Variación diaria y horaria en diversos países.

De acuerdo con investigaciones y estadísticas realizadas por diversos autores, otros valores de coeficientes de variación diaria se muestran en el Cuadro 3.7 para diversos países, todos ellos basados en un estudio previo de la localidad.

Cuadro 3.7 Coeficientes de variación en diferentes países (Arocha, 1977).

País	Autor	Coeficiente de variación diaria
Alemania	Hutler	1.6-2.0
Brasil	Azervedo-Neto	1.2-1.5
España	Lázaro Urra	1.5
Estados Unidos	Fair and Geyer	1.5-2.0
Francia	Devaube-Imbeaux	1.5
Inglaterra	Gourlex	1.2-1.4
Italia	Galizio	1.5-1.6
Venezuela	Rivas Mijares	1.2-1.5
Perú	Trisolini	1.3

En lo que respecta a coeficientes de variación horaria en el Perú, el valor es de 1.8, en Venezuela se encuentra dentro del rango de 1.41 a 2.62, que depende del tipo de localidad, y en Bolivia el CVH oscila entre 1.5 y 2.2, y del número de habitantes, como se muestra en el Cuadro 3.8.

Cuadro 3.8.- Coeficientes de variación horaria que depende de la cantidad de habitantes en Bolivia (Norma Boliviana, 2004)

Tamaño de población	Coeficiente de variación horaria
Habitantes	
Hasta 2,000	2.20-2.00
De 2,000 a 10,000	2.00-1.80
De 10,000 hab. a 100,000	1.80-1.50
Mas de 100,000	1.5

En Chile se realizó un artículo denominado “Estudio de coeficientes de demandas en los sistemas de agua potable”; en otro trabajo, Ahumada *et al.* (2013) estudiaron diversos coeficientes de variaciones de consumo, enfocándose principalmente en variaciones con referentes mensuales, para ello se utilizó una base de datos de consumos de diversas poblaciones del año 1994, y en donde las principales conclusiones del estudio fueron que el coeficiente del mes de máximo consumo, de acuerdo con los estudios realizados, tenía una dependencia con la latitud a nivel nacional, observándose que en los extremos del país el valor de dicho coeficiente es cercano a 1.10, el cual incrementó hacia la zona central de Chile, en donde el coeficiente alcanza valores entre 1.20 y 1.35, y el coeficiente es mayor en ciudades interiores que en ciudades localizadas en costa. Sin embargo, los coeficientes de correlación obtenidos son del orden de 0.60. También existe una dependencia entre el coeficiente del mes de máximo consumo y el número de clientes de agua potable, en donde el coeficiente del mes de máximo consumo es mayor en zonas con gran población abastecida con valores de 1.20 a 1.35 en ciudades interiores que en ciudades costeras (1.15 a 1.25).

Por otro lado, el coeficiente del día y mes de máximo consumo para los casos de estudio, se observó que el consumo varía en promedio entre 1.10 y 1.20, siendo el valor más frecuente el cercano a 1.10.

3.3.-Fluctuaciones entre los coeficientes de variación diaria y horaria reales, y los propuestos por el IMTA

En el artículo “Análisis de los coeficientes de variación diaria, horaria y mensual en el abastecimiento de agua potable en localidades rurales” (Tzintzun, 2011) se presenta una evaluación de los coeficientes de variación diaria y horaria, que demuestra la existencia de fluctuaciones en los resultados de su análisis con los valores propuestos por el IMTA.

En dicho artículo se analizaron dos comunidades rurales, Las Canoas y Tarimoro, en el estado de Michoacán. Las cuales muestran una diferencia entre los CVD y CVH obtenidos en estas comunidades a los propuestos por CONAGUA mediante el estudio del IMTA.

En la localidad de Las Canoas y de Tarimoro se realizó un estudio semanal del abastecimiento de agua a la población, el cual determinó de lunes a domingo la cantidad de viviendas con acceso a agua por día de la semana, esperándose que todos los días se suministraba el agua en 100% y 700% al finalizar la semana, sin embargo, en Las Canoas solo se logró un abastecimiento de 624.16%, dando como resultado el siguiente CVD.

$$\text{CVD} = 700\% / 624.16\% = 1.12$$

En Tarimoro solo se logró una cobertura de agua de 622.81%, de acuerdo con esto se obtuvo el siguiente CVD.

$$\text{CVD} = 700\% / 622.81\% = 1.12$$

Para la obtención de los CVH se realizó una metodología similar en la cual, de forma horaria se determinó el suministro vivienda donde se obtuvo un suministro total horario de 2400%, sin embargo en Las Canoas se generó un 1479.15% dando lugar al CVH que se muestra a continuación:

$$\text{CVH} = 2400 / 1479.15 = 1.62$$

En Tarimoro se obtuvo el siguiente CVH.

$$CVH = 2400 / 1580.26 = 1.52$$

En resumen, el resultado del análisis se muestra en el Cuadro 3.9 en el cual se indican las variaciones de consumo de agua en el sistema de agua potable obtenidas para las dos comunidades analizadas, denotando variaciones respecto a los CVD y CVH establecidas en el MAPAS.

Cuadro 3.9.- Resumen de resultados obtenidos de los CVD y CVH para las comunidades de Las Canoas y Tarimoro (Tzintzun, 2011).

	Las Canoas	Tarimoro
CVD	1.12	1.12
CDH	1.62	1.52

Aunado a estas variaciones de consumos reales con los determinados por la normatividad vigente en México, en el documento “Estimación de demandas de consumo de agua” generado por la Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo rural Pesca y Alimentación (SAGARPA) se cita que los CVD y CVH no solo incluyen los rangos indicados en el libro del MAPAS, sino que incluyen un rango como se muestra en el Cuadro 3.10.

Cuadro 3.10.- Coeficientes de Variación Diaria y Horaria de acuerdo a la SAGARPA, 2011

Coeficiente	Rango
CVD	1.2 a 1.5
CDH	1.5 a 2.0

3.4.-Origen de la fórmula del coeficiente Harmon

En el manual MAPAS (CONAGUA, 1994a), se cita el uso de una fórmula matemática para la determinación del coeficiente de variación instantánea en México (Ecuación 2.7) conocida como coeficiente de Harmon.

Esta fórmula fue desarrollada por el estadounidense Waston G. Harmon en 1918, para una ciudad de los Estados Unidos de América. Para obtener esta fórmula Harmon realizó un monitoreo de las variaciones del consumo diario y horario en la población de Toledo, en donde se seccionó la localidad por distritos y se registró el consumo de agua y las descargas arrojadas al drenaje. Como resultado de este monitoreo se obtuvo que para esta localidad los días de mayor consumo eran los lunes, y los de menor consumo los domingos. Es importante aclarar que estos días dependen del estilo de vida de cada población, sin embargo en este estudio se contemplaron las aguas industriales y aguas subterráneas, y cabe mencionar que las mediciones que en ese entonces se hicieron, llegaron a tener errores de hasta $\pm 30\%$ aproximadamente.

En el artículo en el que se publicó la expresión matemática de la Ecuación 2.21 no se da a conocer la metodología para la obtención de tal fórmula, solo se especifica el uso de la ecuación para una población en miles de habitantes, y la investigación publicada por Harmon no limita el uso de esta fórmula para un rango determinado de población.

3.5.-Métodos de obtención del coeficiente de variación máxima instantánea

Harold E. y Robert Bautman en 1977 publican el libro de “Alcantarillado y Tratamiento de aguas negras”, el cual contiene otras expresiones matemáticas que pueden ser utilizadas para la obtención del gasto máximo instantáneo y, por consecuencia, el coeficiente de variación instantánea que se determina por la fórmula de Babbit (Ecuación 3.2) y la fórmula de Giffe (Ecuación 3.3).

$$Q_{Max\ inst} = \frac{5q}{p^{0.2}} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$Q_{Max\ inst} = \frac{5q}{p^{0.167}} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

q = gasto medio

P = población en miles de habitantes.

La Ecuación 3.2 es válida para rangos de poblaciones menores a 1000 habitantes y mayores a un habitante.

La Organización Panamericana de la Salud (OPS) ha desarrollado una Guía de Diseño para Tecnologías de alcantarillado publicado en 2005, el cual proporciona las bases de diseño de alcantarillado en Perú. En este documento el coeficiente máximo instantáneo se obtiene con tres expresiones matemáticas diferentes. Dentro de estas opciones se incluyen la ecuación de Harmon (Ecuación 2.21), de Babbit (Ecuación 3.2) y la de Flores (Ecuación 3.4).

$$K = \frac{7}{p^{0.1}} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde:

p = Población en número habitantes.

Sin embargo, Perú no es el único país que ha desarrollado alternativas para el cálculo del coeficiente de variación máxima instantánea; en Medellín, Colombia, se ha generado otra forma de obtener el caudal de aguas residuales, ya que actualmente se usa el método matemático (Empresas Públicas de Medellín, 2013) que se describe a continuación, en base al gasto medio diario (Ecuación 3.5).

$$F = \frac{3.7}{Q_{MD}^{0.0733}} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde:

F = Factor de Mayoración (coeficiente Harmon)

Q_{MD} = Caudal medio diario de aguas residuales (L/s)

Por otra parte, en Bolivia, la Norma Boliviana NB688, referente al diseño de los sistemas de alcantarillado y pluvial, menciona que existen diferentes métodos para

obtener el coeficiente de variación máximo horario y diario para alcantarillado sanitario, en este mismo documento se citan varios de los métodos mencionados con anterioridad, entre ellos, se encuentra el cálculo del coeficiente Harmon, el coeficiente de Babbit y el coeficiente de Flores, además de estos, se citan otros dos métodos para la obtención del coeficiente de variación máxima instantánea.

El coeficiente de Popel se describe en la Norma Boliviana NB688, el cual se encuentra en función del tamaño de la población como se observa en el Cuadro 3.11.

Cuadro 3.11.- Valores del coeficiente de Popel (Norma Boliviana NB688)

Población en miles	Coeficiente M
Menor a 5	2.40 a 2.0
5 a 10	2.0 a 1.85
10 a 50	1.85 a 1.60
50 a 250	1.60 a 1.33
Mayor a 250	1.33

La misma norma también cita los coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2 como un método para obtener el coeficiente de variación máxima instantánea, el cual se encuentra determinado por la siguiente expresión.

$$M = k_1 * k_2 \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde:

k_1 = Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario k_1 , varía entre 1.2 a 1.5, según las características de la población. Los valores mayores de k_1 , corresponden a poblaciones menores, en donde los hábitos y costumbres de la población son menores.

k_2 = Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día.

El coeficiente de máximo caudal horario k_2 , varía según el número de habitantes (Cuadro 3.12).

Cuadro 3.12.- Valores del coeficiente K_2	
Población (habitantes)	Coeficiente K_2

Hasta 2000	2.2. a 2
De 2001 a 10 000	2 a 1,8
De 10 001 a 100 001	1.8 a 1.5
Más de 100 000	1.5

3.6.-Congruencia del coeficiente Harmon y los coeficientes de variación diaria y horaria

Si se grafica la ecuación del coeficiente Harmon se obtiene el gráfico que se encuentra en la Figura 3.5, en el que se observa el comportamiento del coeficiente Harmon con respecto al número de habitantes, también se observa el comportamiento del mismo coeficiente sin las restricciones citadas por CONAGUA.

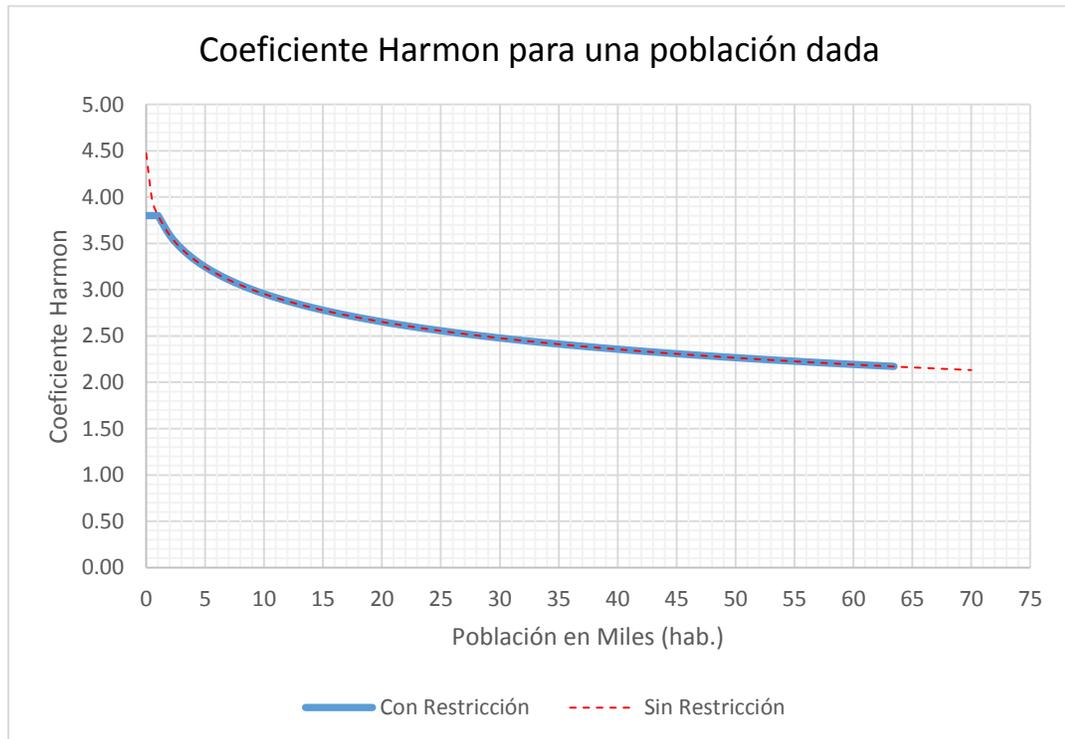


Figura 3.5.-Representación gráfica de la ecuación del coeficiente Harmon para diferente número de habitantes, con las restricciones citadas por la CONAGUA y sin ellas.

En la Figura 3.5 se observa que la tendencia de la curva es asintótica, sin embargo en las restricciones en la utilización de esta ecuación, de solo usarse para poblaciones con habitantes mayores a 1000 y menores a 63 450, delimitan la ecuación y convierten

la curva en líneas rectas en sus extremos, sin embargo originalmente esta fórmula no contemplaba ninguna restricción.

Cabe mencionar que de acuerdo con las Normas Técnicas para Proyectos de Sistemas de Alcantarillado del estado de Baja California, en 2008, se determinó que la fórmula del coeficiente de Harmon se utiliza en los rangos que se muestran en el Cuadro 3.13.

Cuadro 3.13.- Rangos de aplicación de la fórmula y valores del coeficiente Harmon (SIDUE, 2008)

POBLACIÓN (Hab)	COEFICIENTE "M"
Hasta 1000	3.8
1 001 a 63 454	Aplicar fórmula
63 455 a 182 250	2.17
Mayor de 182 250	1.8

Sin embargo, la problemática surge al servir poblaciones de menos de 1000 habitantes, en las cuales el coeficiente de Harmon tendrá valores de 3.8, por lo que la Ecuación 2.20 adoptaría la siguiente simplificación.

$$Q_{Max\ inst} = 3.8 \times Q_{med} = 3.8Q_{med} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

De acuerdo al MAPAS la aportación de aguas residuales es el 75% de la dotación, por consecuente el Q_{med} en aguas residuales será menor en 25% que en agua potable, por lo que finalmente la simplificación quedará generalizada como se describe a continuación.

$$Q_{Max\ inst} = 3.8 \times 0.75Q_{med} = 2.85Q_{med} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Sin embargo, en los sistemas de agua potable, el suministro de agua se obtiene de las Ecuaciones 2.16 y 2.17 que de forma simplificada denotarían la siguiente simplificación:

$$Q_{Mh} = CVH \times CVD \times Q_{med} = 1.4 \times 1.55 \times Q_{med} = 2.17Q_{med} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

De las simplificaciones anteriores se concluye que los gastos de diseño para sistemas de alcantarillado son mayores al suministro de agua, por lo que se puede deducir que para México existe actualmente un sobredimensionamiento de los sistemas de alcantarillado.

Dado que la aportación de aguas residuales es el 25% menos que la dotación de agua potable, se esperaría que los sistemas de alcantarillado sanitario se dimensionaran con un caudal un 25% menor que los de abastecimiento de agua potable, sin embargo no se cumple como se muestra en el Cuadro 3.14.

Cuadro 3.14.- Sobredimensionamiento actual de los sistemas de alcantarillado sobre los sistemas de abastecimiento de agua potable.

Qmed Agua residual	Qmed Agua Potable	%	Sobredimensionamiento
2.85	2.17	131.37	31.37

Se podría pensar que este sobredimensionamiento tiene como objeto incluir las aportaciones correspondientes a aguas pluviales, sin embargo el coeficiente de seguridad Cs de la Ecuación 2.22, en donde aumentan el 50% de su capacidad los sistemas de alcantarillado, es el que tiene como finalidad absorber las aportaciones las bajadas de agua pluvial.

4.-JUSTIFICACIÓN

El alcantarillado sanitario es una de las prioridades para todas las comunidades, ya que contribuye a la higiene de las poblaciones, y por lo tanto, tiene un impacto positivo en la salud de sus habitantes, además es determinante en la captación para el posterior tratamiento adecuado del agua residual.

De modo que el diseño adecuado de los sistemas de alcantarillado, forma parte de la gestión del agua, y para ello es necesario conocer las necesidades reales de cada zona a atender, con la finalidad de diseñar cada elemento de los sistemas de forma que se consideren tales necesidades, las cuales impactan en el consumo en las variaciones del suministro y en el desalojo del agua, de tal manera que permitan tener sistemas eficientes.

Dado que el gasto de agua es la columna vertebral en los sistemas alcantarillado y que éste define toda la estructura hidráulica de redes, es importante determinar adecuadamente su valor. Por ello, esta tesis tiene como eje, el modelo de gestión de los servicios del alcantarillado sanitario para optimizar el diseño de las redes de alcantarillado sanitario, donde se usan como instrumento los coeficientes de variación diaria, variación horaria y el coeficiente de Harmon que deben basarse en datos reales válidos y seguros, los cuales se deberían obtener de forma más cercana a las condiciones reales, por lo que esta tesis se enfoca en el análisis de dichos coeficientes, su congruencia, así como la determinación de una nueva metodología de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario, con la finalidad de mejorar el desempeño de dicho sistema y utilizar el agua de forma más eficiente. Por lo anterior, se considera que el desarrollo de este tema de tesis queda justificado, dado el aporte que se tendrá al diseño de redes de alcantarillado sanitario.

5.-HIPÓTESIS

Con el análisis de la congruencia entre coeficientes de variación diaria, horaria y de Harmon, se obtendrá una metodología más adecuada para diseñar sistemas de alcantarillado para zonas rurales.

6.-OBJETIVO

Diseñar una nueva metodología para obtener las variaciones de caudal de agua residual en las redes de alcantarillado sanitario, congruentes con las características de las poblaciones rurales.

6.1.-Objetivos específicos

- Analizar la congruencia entre los coeficientes actuales, de variación diaria, horaria y de Harmon para localidades rurales
- Elaborar un método para determinar el coeficiente de variación diaria en alcantarillado sanitario
- Diseñar un método para determinar el coeficiente de variación horaria en alcantarillado sanitario.
- Analizar la congruencia entre la metodología obtenida de los coeficientes de variación del caudal de agua residual y los coeficientes de variación diaria y horaria en agua potable para localidades rurales

7.-METODOLOGÍA

Esta tesis se basa en un método cuantitativo con muestreo a diferentes localidades en zonas rurales y se apoya en el análisis estadístico con los que se compararan los valores utilizados en la actualidad. Como ya se ha mencionado, el objetivo de esta tesis es hacer una revisión de los coeficientes de variación en el flujo de agua residual en alcantarillado sanitario, así como diseñar una nueva metodología para obtener estas variaciones para localidades rurales en el estado de Michoacán. Para fines prácticos se desarrolló el plan de trabajo que a continuación se explicara detalladamente.

7.1.-Aforos

Para la obtención de los coeficientes ya mencionados, se requirieron mediciones de las aportaciones de las aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, por ello se obtuvieron una serie de aforos, para determinar dichos coeficientes. Estos aforos se llevaron a cabo para comunidades localizadas en zonas rurales y semi-urbanas, de acuerdo a la clasificación de zonas rurales y urbanas hecha por INEGI y la CONAPO, en las cuales de acuerdo a el numero de habitantes y a los servicios de poblaciones se considera zona rural o urbana.

Se utilizó la mayor cantidad de información de aforos disponibles para diversas localidades y se analizaron 10 comunidades; El Chauz, San Agustín del Pulque, Mariano Escobedo, Tájaro de los Izquierdo, Ucareo, Chilchota, Purépero, Indaparapeo, Angamacutiro y Yurécuaro (Figura 7.1), además se utilizó el aforo de la comunidad de Poturo, de Arteaga y de Huaniqueo para corroborar el resultado de la metodología obtenida.

Los aforos fueron realizados en diferentes fechas por el laboratorio Centro de Estudios en Medio Ambiente, S. A., como apoyo para el diseño de plantas de tratamiento de agua residual de las comunidades anteriormente mencionadas, a excepción de la comunidad de Poturo la cual se aforó en el humedal de la comunidad y tal aforo fue realizada por la autora de esta tesis. El método de aforo que se realizó en todas las

comunidades fue el método volumétrico, el cual consiste en medir el volumen de agua en un tiempo dado.



Figura 7.1.- Localidades aforadas del Estado de Michoacán.

Para corroborar los resultados de los aforos proporcionados por el Centro de Estudios en Medio Ambiente, S. A. se realizó revisión de los mismos, la cual consistió en aforar las descargas de agua residual de San Agustín del Pulque y Mariano Escobedo, sin embargo la descarga uno de ambas comunidades generó un estanque de agua residual y los interceptores se encuentran por debajo del nivel de agua residual por lo que se aforó las respectivas descargas Número 2 de estas comunidades. Los resultados de estos aforos se encuentran en el Cuadro 7.1

Cuadro 7.1.- Resultado de aforos de descargas de agua residual en la comunidad de San Agustín y Mariano Escobedo.

Hora	San Agustín				Marino Escobedo				
	Aforadas 2011	Aforadas 2011			Hora	Aforadas 2011	Aforadas 2011		
	Q L/s	segundos	Litros	Q L/s		segundos	Litros	Q L/s	
08:50	3.65	2.00	7.70	3.85	08:15	1.60	1.20	1.82	1.52
12:50	1.75	1.50	2.80	1.87	12:15	0.65	1.32	0.95	0.72
16:50	1.27	2.30	3.12	1.84	16:15	0.4	1.00	0.45	0.45

Dado que los aforos obtenidos para San Agustín varían en un máximo de 10% y tomando en cuenta que ésta población aumentó 127 habitantes y que para Mariano Escobedo existe una variación de 12.5% y un aumento poblacional de 240 habitantes se aceptaron los valores proporcionados por el Centro de Estudios de Medio Ambiente.

Todos los aforos proporcionados se llevaron a cabo cada 4 horas, cabe señalar que en algunas comunidades se encontraron más de una sola descarga de agua residual que también se aforaron. En cuanto a la comunidad de Poturo se aforó cada hora.

Estos aforos se realizaron, en su mayoría, a lo largo de una semana, gracias a esto se contó con gastos diarios y gastos de forma horaria de cada comunidad.

Dado que las comunidades tenían varias descargas y los aforos se realizaron con 15 minutos de diferencia de descarga a descarga y para obtener un valor aproximado del caudal total de agua residual que desalojan las comunidades, se interpolaron los gastos horarios de los aforos de acuerdo con su horario para obtener los gastos a la misma hora y poder sumarlos. El resultado de los gastos aforados interpolados se muestra a continuación, mientras que los aforos originales se encuentran en el Anexo I.

7.1.1.-El Chauz

El Chauz cuenta con dos descargas de agua residual que se aforaron diario del 4 al 10 de diciembre del 2013. El resultado de la suma de las interpolaciones se muestra en el Cuadro 7.2.

Cuadro 7.2.- Gastos de agua residual de la comunidad de El Chauz en diciembre de 2013.

Concepto	Gasto del mes de diciembre							
Día	4 de Dic	5 de Dic	6 de Dic	7 de Dic	8 de Dic	9 de Dic	10 de Dic	
	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	Lunes	Martes	
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	promedio
Hora								
02:00	0	0	0	0	0	0	0	0
06:00	0.75	0.69	0.66	0.34	0.84	0.86	0.84	0.71
10:00	4.51	4.5	4.61	4.67	4.61	4.71	4.63	4.61
14:00	3.96	3.8	3.78	3.73	3.93	3.97	3.93	3.87
18:00	2.84	2.97	2.77	3.28	3.18	2.93	2.68	2.95
22:00	2.62	2.82	2.52	2.92	3.02	2.84	3.92	2.95
Media=	2.45	2.46	2.39	2.49	2.59	2.55	2.66	2.51
S=	1.77	1.76	1.77	1.89	1.8	1.81	1.87	

El comportamiento de las aportaciones de agua se muestra en la Figura 7.2, en la cual se denota que el mayor desalojo de agua ocurre alrededor de las 10 de la mañana.

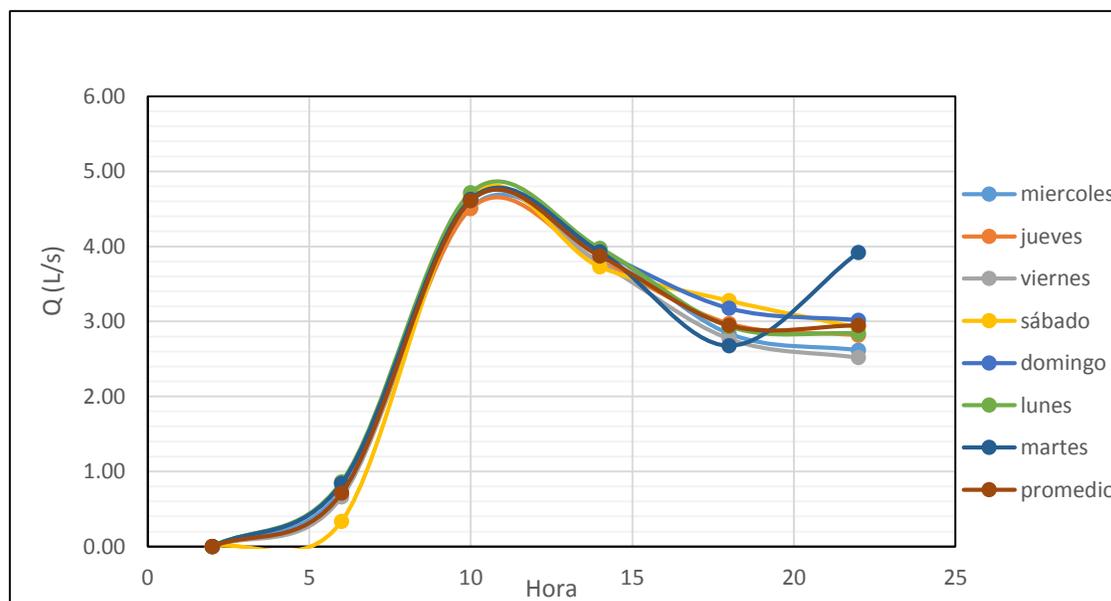


Figura 7.2.- Desalojo de agua de forma horaria en la comunidad de El Chauz.

7.1.2.-San Agustín del Pulque

San Agustín del Pulque cuenta con dos descargas de agua residual, las cuales se aforaron de manera diaria, cada 4 horas, del 24 al 30 de enero del 2011. Para el análisis de esta comunidad se interpoló la descarga número 2 para obtener un aproximado de la cantidad de agua residual total desalojada a la misma hora que la descarga 1, como se muestra el Cuadro 7.3.

Cuadro 7.3.- Suma de gastos de agua residual de la localidad San Agustín

Concepto	Suma de descargas						
Fecha	24-ene-11	25-ene-11	26-ene-11	27-ene-11	28-ene-11	29-ene-11	30-ene-11
	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
00:40	0.48	0.31	0.31	0.31	0.27	0.22	0.35
04:40	0.66	0.45	0.45	0.45	0.39	0.33	0.50
08:40	6.04	4.62	4.77	4.93	4.70	4.47	5.25
12:40	2.10	2.14	2.17	2.09	2.02	2.32	2.63
16:40	1.91	1.86	1.81	1.66	1.51	1.20	0.90
20:40	2.33	2.36	2.39	2.20	2.01	2.09	2.18

De acuerdo con las descargas de agua aforadas, el mayor desalojo de agua residual de la comunidad del San Agustín es el día lunes a las 8:40 am, donde alcanza un gasto hasta de 6 L/s como se muestra en la Figura 7.3.

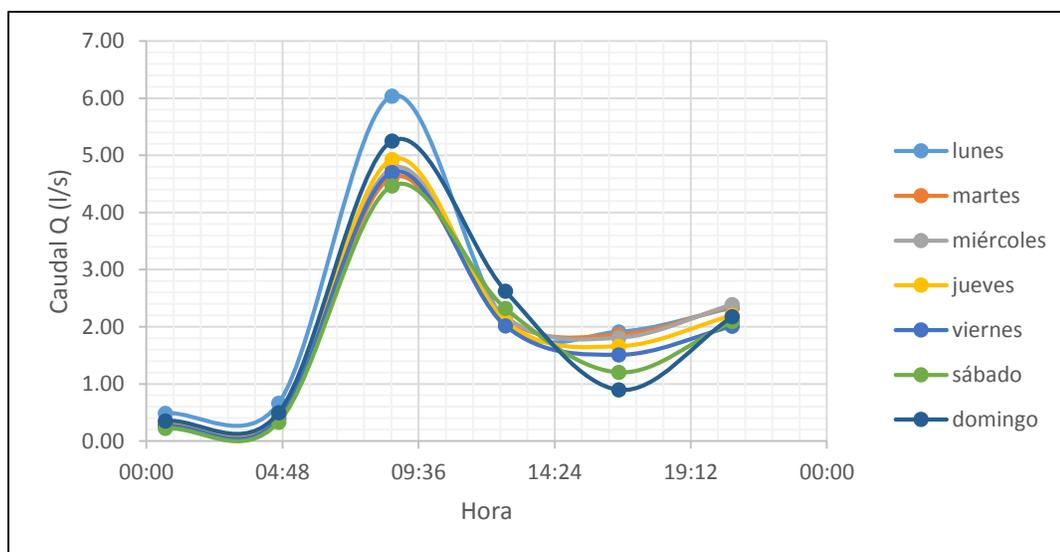


Figura 7.3.- Comportamiento del desalojo de agua residual de la comunidad de San Agustín.

7.1.3.-Mariano Escobedo

La localidad de Mariano tiene dos descargas de agua residual que se aforaron del 24 al 30 de enero del año 2011. En el análisis de esta comunidad se realizó una interpolación en la descarga número dos, para tener un aproximado de los gastos de desalojo de agua y así poder sumarlos de forma directa, el resultado de la suma de las descargas se muestra en el Cuadro 7.4.

Cuadro 7.4.- Total de descargas de agua residual en la comunidad de Mariano Escobedo en enero del 2011

Concepto	Gasto total de descargas en Mariano Escobedo						
Fecha	24-ene	25-ene	26-ene	27-ene	28-ene	29-ene	30-ene
	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
00:00	0.43	0.57	0.52	0.48	0.41	0.33	0.38
04:00	0.62	0.60	0.59	0.58	0.61	0.65	0.63
08:00	2.71	2.65	2.70	2.76	2.58	2.39	2.55
12:00	1.10	1.21	1.33	1.22	1.11	1.01	0.91
16:00	0.95	0.98	1.01	1.05	1.09	0.99	0.89
20:00	1.20	1.12	1.04	1.18	1.32	1.32	1.32

En el comportamiento del flujo de agua residual de la comunidad de Mariano Escobedo se observa los gastos punta se dan alrededor de las 8 am alcanzando gastos de hasta 2.76 L/s, Figura 7.4.

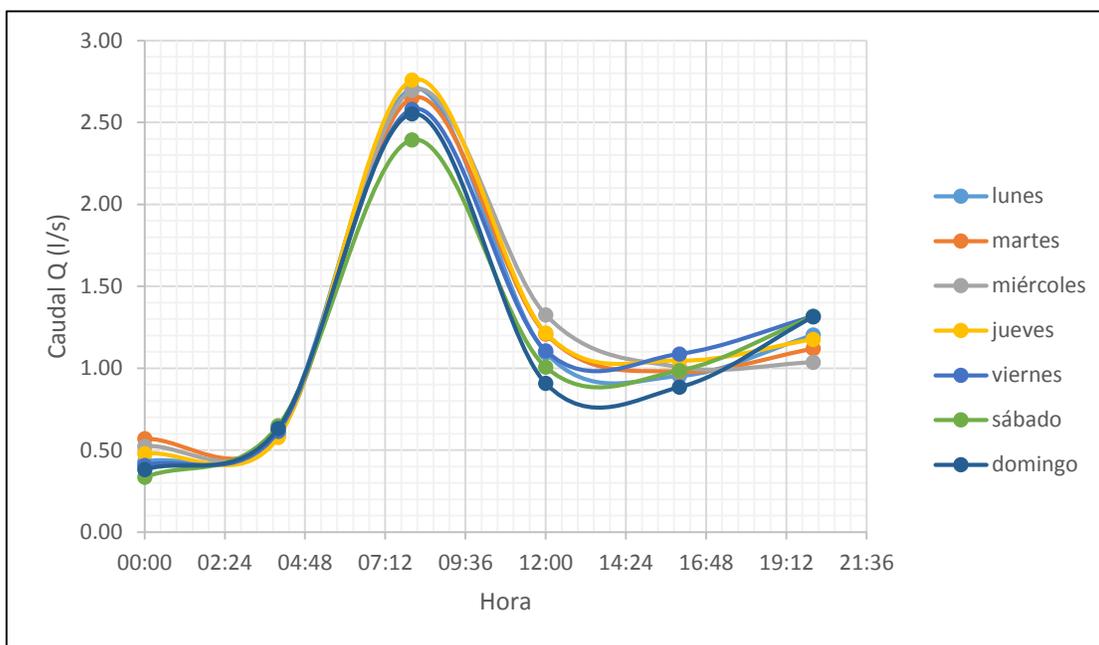


Figura 7.4.- Grafica de evolución de descargas a lo largo del día en Mariano Escobedo

7.1.4.- Téjaro de los Izquierdo

La comunidad de Téjaro cuenta con dos descargas de agua residual, las cuales fueron aforadas del 8 al 15 de abril del 2011, donde se interpoló la descarga de agua residual número 2 para tener un aproximado de los gastos a la misma hora que la descarga 1 y poder sumarlos. El resultado de la suma se muestra en el Cuadro 7.5

Cuadro 7.5.- Gastos totales de descargas de agua residual de la comunidad de Téjaro en el mes de abril del 2011

Concepto	Gasto						
Fecha	08-abr- Viernes	09-abr- Sábado	10-abr- Domingo	11-abr- Lunes	12-abr- Martes	13-abr- Miércoles	14-abr- Jueves
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
00:00	0.54	0.52	0.50	0.50	0.56	0.66	0.60
04:00	0.37	0.36	0.35	0.35	0.34	0.34	0.35
08:00	2.84	2.86	2.87	2.76	2.77	2.91	2.87
12:00	1.42	1.35	1.41	1.42	1.43	1.46	1.49
16:00	2.10	2.11	2.03	2.01	2.09	2.09	2.09
20:00	1.16	1.13	1.10	1.09	1.16	1.18	1.19

En la Figura 7.5 se observa el comportamiento de la comunidad de Tájaro, en esta localidad, los gastos de agua residual son muy homogéneos día a día y alcanzan su valor máximo de descargas alrededor de las 7 am.

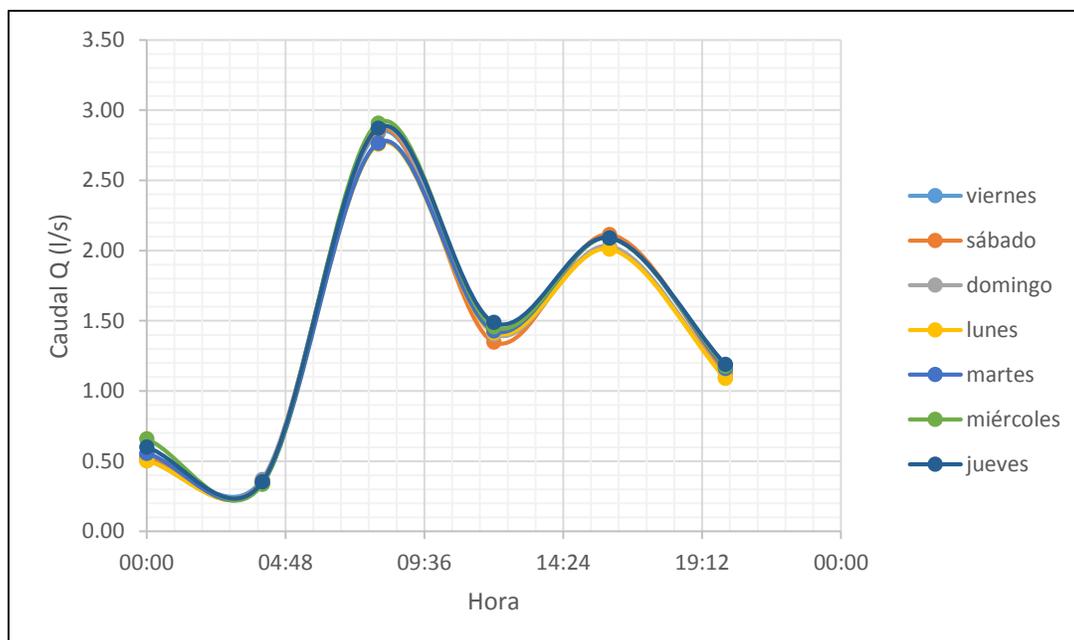


Figura 7.5.- Comportamiento de descargas de agua residual de acuerdo a la hora y día de la semana en Tájaro.

7.1.5.-Ucareo

Ucareo cuenta con dos descargas de agua residual que se aforaron del 8 al 15 de abril del 2011. Este estudio se realizó de manera diaria a lo largo de una semana, en donde se tomaron datos de los gastos de las descargas cada 4 horas y los datos de la descarga dos se interpolaron para obtener los gastos totales de toda la comunidad de Ucareo, véase Cuadro 7.6.

Cuadro 7.6- Total de gastos de las descargas de Ucareo

Concepto	Total de gastos de la localidad de Ucareo						
Fecha	08-abr	09-abr	10-abr	11-abr	12-abr	13-abr	14-abr
	viernes	sábado	domingo	lunes	martes	miércoles	jueves
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
03:30	0.57	0.56	0.54	0.68	0.82	0.37	0.47
07:30	5.25	5.37	5.47	5.43	5.39	5.71	5.48
11:30	5.23	5.33	5.14	4.95	4.75	4.94	5.12
15:30	4.50	4.76	4.52	4.28	3.95	4.10	4.25
19:30	3.81	3.39	3.70	4.00	3.91	4.07	4.23
23:30	1.65	1.56	1.76	1.95	1.70	1.72	1.74

El comportamiento de las descargas de la comunidad de Ucareo de acuerdo a la hora y el día de la semana se describe en la Figura 7.6.

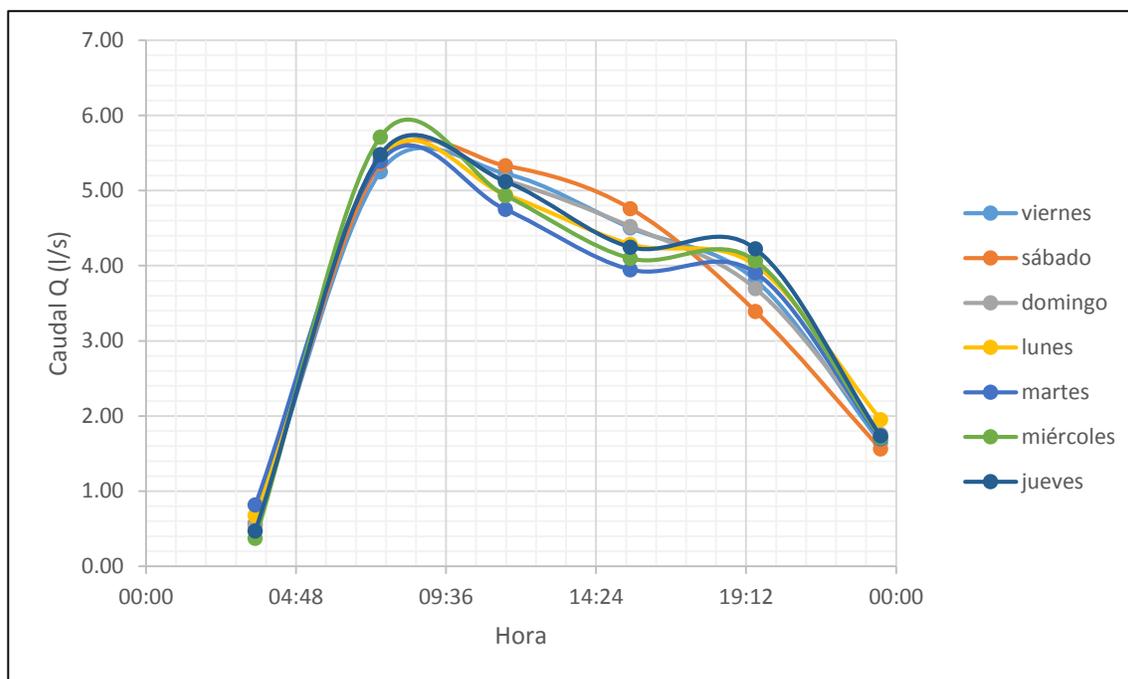


Figura 7.6.- Evolución de descargas en Ucareo

7.1.6.-Chilchota

Chilchota cuenta con 6 descargas de agua residual, las cuales se aforaron el 18 de junio del 2010. Para realizar una sumatoria que involucre toda la localidad se realizaron interpolaciones de la descarga 2, 3, 4, 5, y 6; la suma se muestra en el Cuadro 7.7.

Cuadro 7.7- Conjunto de interpolaciones y suma de los gastos de las descargas de agua residual

Hora	interpolaciones, viernes					gasto total L/s
01:00	3.26	0.75	0.28	0.06	0.79	5.13
05:00	2.31	1.11	0.77	0.24	1.60	6.02
09:00	4.56	2.28	1.03	0.94	1.98	10.79
13:00	5.07	2.08	0.99	0.55	1.91	10.60
17:00	4.23	1.65	0.88	0.40	1.94	9.10
21:00	3.42	1.25	0.54	0.21	1.53	6.95

El comportamiento del flujo de agua residual se muestra en la Figura 7.7.

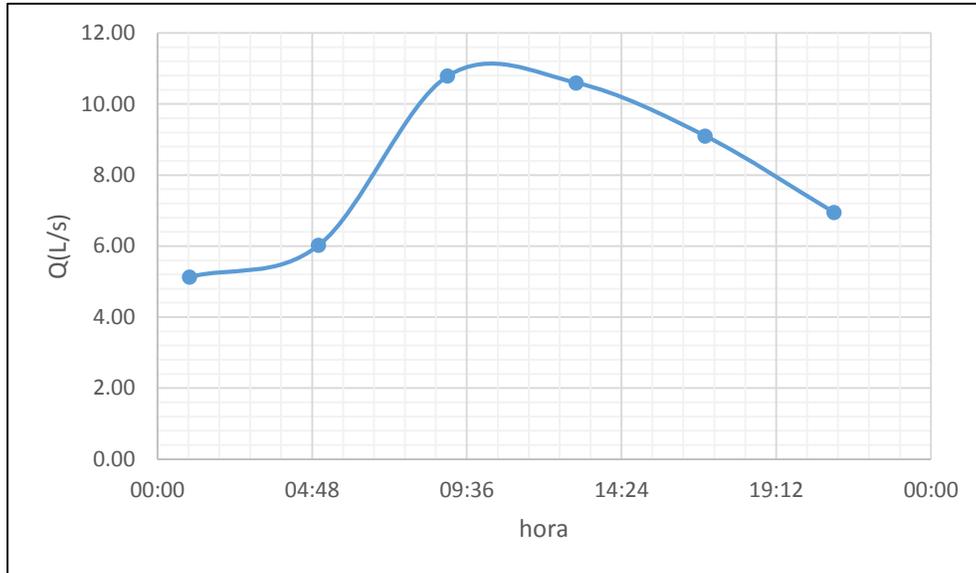


Figura 7.7.- Gastos de las descarga de agua residuales en Chilchota.

7.1.7.-Yurécuaro

La comunidad de Yurécuaro cuenta con cuatro descargas de agua residual, las cuales fueron aforadas el 30 y 31 de marzo del 2013. Para generar un análisis se interpolaron las descargas 2, 3 y 4 respecto a la hora de la descarga 1, mismas que se sumaron para obtener el gasto total de las descargas de Yurécuaro.

Cuadro 7.8.- Total de gasto de descargas de agua residual en Yurécuaro

Hora	interpolaciones, martes 30 de Marzo				gasto total L/s
1:15	22.74	0.52	1.24	0.00	24.50
5:15	2.62	0.13	0.43	0.12	3.30
9:15	22.74	1.13	3.87	0.27	28.01
12:30	42.80	2.42	6.03	0.43	51.67
16:30	36.30	2.62	5.75	0.73	45.39
20:30	40.28	1.56	5.75	0.99	48.58
Hora	interpolaciones, Miércoles 31 de Marzo				gasto total
0:30	12.98	0.50	0.70	0.01	14.19
4:30	1.29	0.26	1.17	0.10	2.81
8:30	40.28	1.15	4.63	0.24	46.31
13:15	53.76	1.29	6.27	0.46	61.79
17:15	56.74	1.29	5.91	0.69	64.63
21:15	50.41	1.53	5.75	0.94	58.63

El comportamiento de las descargas de agua residual del martes y miércoles de Yurécuaro, se observa en la Figura 7.8.

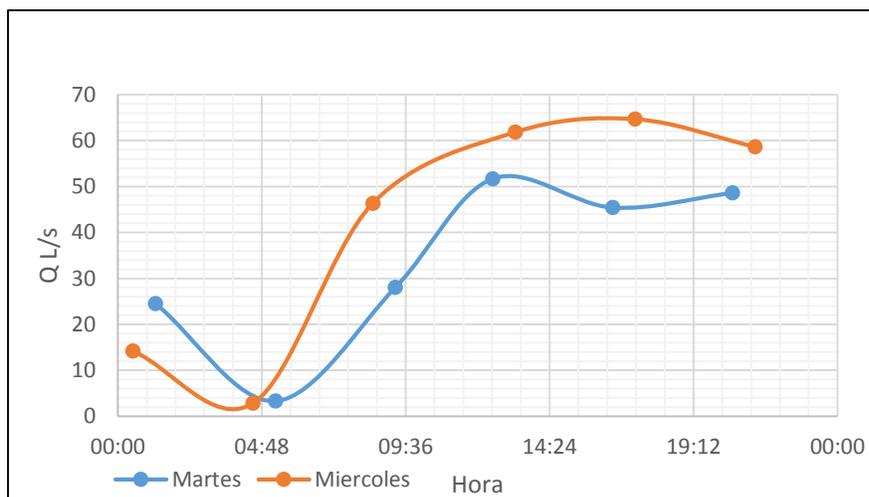


Figura 7.8.- Evolución de las descargas de agua residual de la comunidad de Yurécuaro

7.1.8.-Purépero

En la comunidad de Purépero se aforaron 3 descargas de agua residual, estas mediciones se llevaron a cabo el 15 de febrero del 2013. Los aforos de las descargas 2 y 3 se interpolaron para obtener un concentrado final de los datos a la misma hora que la descarga número 1 para sumar los datos y obtener los gastos totales de la comunidad de Purépero, cabe señalar que para esta comunidad solo se aforó una muestra poblacional representativa de la misma, y dado que el objetivo final de esta tesis no es obtener los gastos de agua residual, sino el comportamiento de las variaciones de ésta, se utilizó la información de la localidad.

Cuadro 7.9.-Total de gastos de las descargas de agua residual en Purépero

Hora	interpolaciones, viernes		GASTO	
03:00	0.11	0.24	0.44	0.79
07:00	0.3	0.84	0.74	1.88
11:00	0.41	1.09	1.13	2.63
15:00	0.36	1.30	1.44	3.10
19:00	0.31	1.40	1.26	2.97
23:00	0.13	0.84	1.04	2.01

En la Figura 7.9 se muestra el comportamiento de las descargas de agua residual de la comunidad de Purépero.

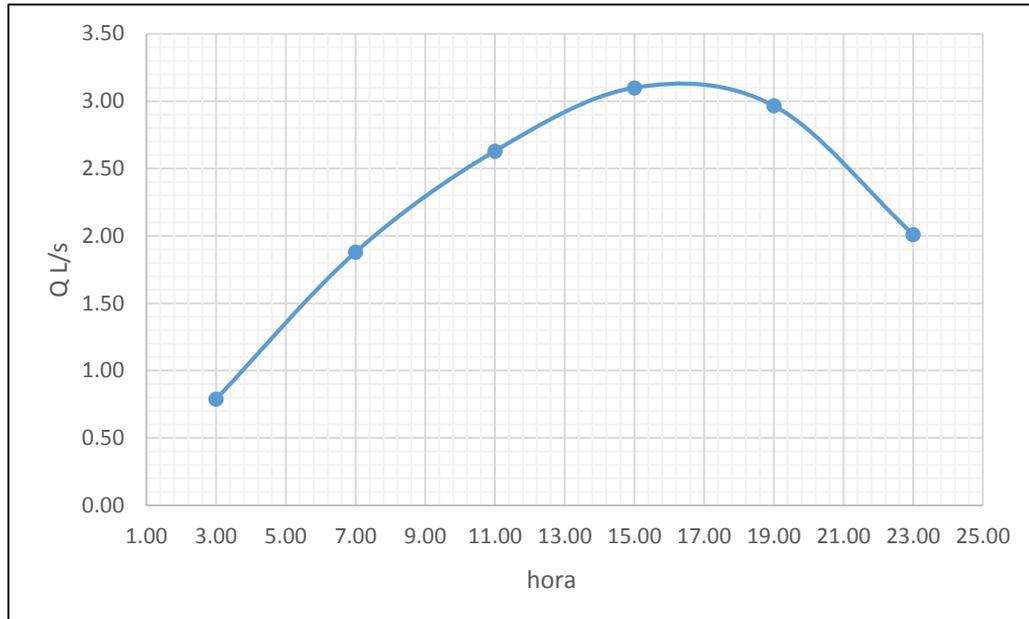


Figura 7.9.- Descargas de agua residual de la comunidad de Purépero

7.1.9.-Indaparapeo

Esta localidad cuenta con 4 descargas, mismas que fueron aforadas. Los gastos de las descargas se interpolaron para poder una suma que describa el total del comportamiento de las descargas, el resultado de la misma se muestra en el Cuadro 7.10.

Cuadro 7.10.- Gasto total de las descargas de agua residual

	interpolaciones, viernes			gasto total	
02:30	3.26	2.31	0.38	1.71	7.65
06:30	2.31	3.02	0.43	3.75	9.50
10:30	4.56	2.83	1.26	6.56	15.21
14:30	5.07	1.06	2.09	6.26	14.47
18:30	4.23	1.53	1.44	4.99	12.19
22:30	3.42	0.34	1.00	2.15	6.90

El comportamiento de las descargas de agua residual de forma gráfica se encuentra en la Figura 7.10.

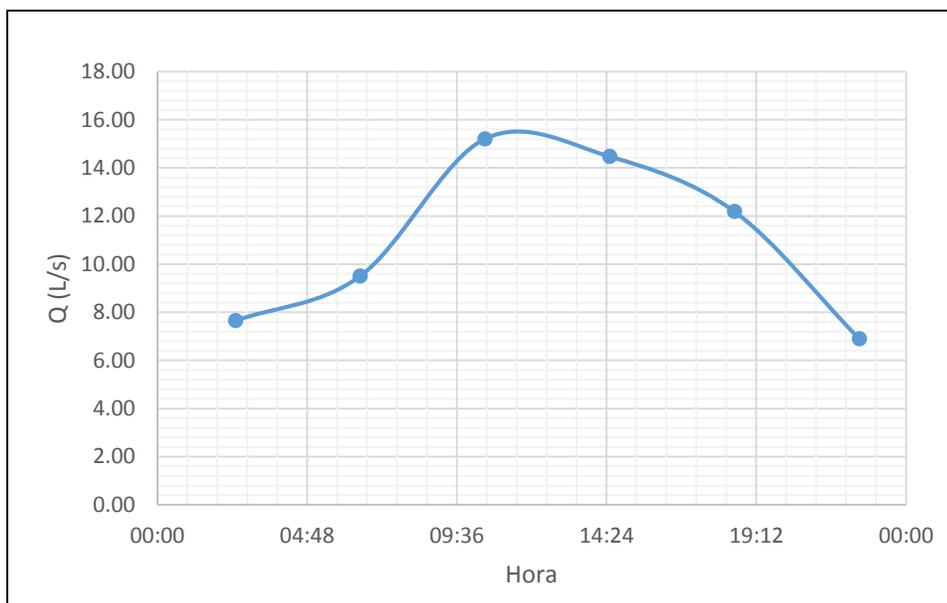


Figura 7.10.- Comportamiento de las descargas de agua residual

7.1.10.-Angamacutiro

En la comunidad de Angamacutiro se localizan tres diferentes descargas, las cuales se aforaron el 5 de Marzo en el 2010.

Dado que esta comunidad tenían varias descargas y los aforos se realizaron con 15 minutos de diferencia de descarga a descarga y para poder obtener un valor aproximado del caudal total de agua residual que desalojan las comunidades se interpolaron los gastos horarios de los aforos de acuerdo a su horario para obtener los gastos a la misma hora y así poder sumarlos. El resultado de los gastos aforados interpolados se muestra a continuación

Cuadro 7.11.- Interpolaciones y gasto total de agua residual

Hora	interpolaciones, Gastos (L/s) Viernes 5 de Marzo			Gasto total (L/s)
00:00	0.20	0.00	0.85	1.04
04:00	0.03	0.30	0.98	1.31
08:00	1.38	0.50	1.60	3.48
12:00	3.14	1.11	1.89	6.14
16:00	1.49	0.27	1.60	3.36
20:00	0.93	0.04	1.24	2.22

La curva de desalojos de agua de forma horaria se configura como se muestra en la Figura 7.11.

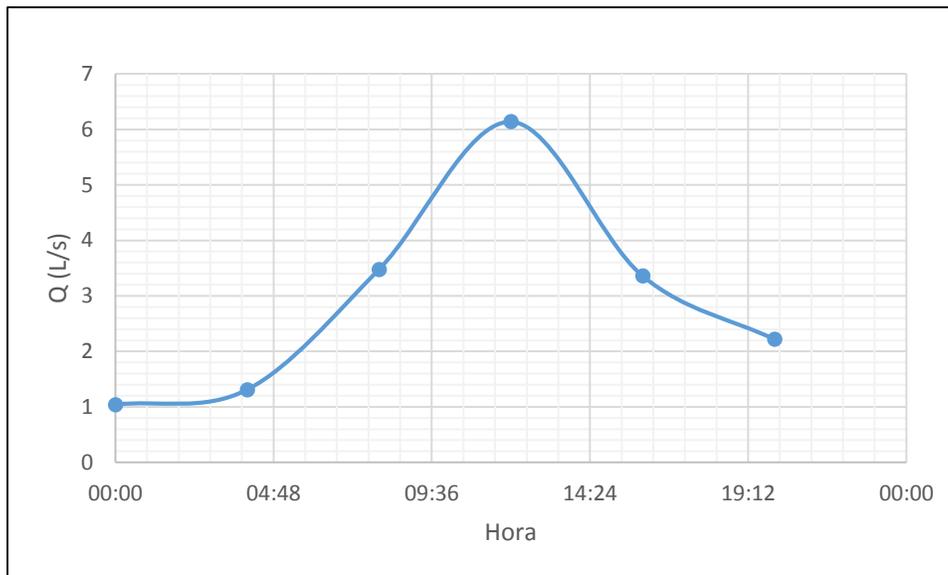


Figura 7.11.- Comportamiento del desalojo de agua en la comunidad de Angamacutiro

Como se observa en la Figura 7.11 se caracteriza el consumo de agua en la población de Angamacutiro, mostrando que a las 12:00 horas es cuando se realiza la mayor descarga de aguas residuales, donde alcanza valores mayores a 6 L/s.

7.2.- Validación de la información

De acuerdo con los aforos obtenidos se realizó una validación de datos que tuvo como objeto el descartar todos los datos que se encuentren fuera de los valores típicos de un conjunto de aforos correspondientes a cada localidad, para ello se utilizaron graficas de caja, en las cuales se determinan los datos inconsistentes de un conjunto de valores.

Sin embargo, los diagramas de caja de todas las comunidades aforadas no presentaron ningún valor atípico como se muestra en las siguientes figuras.

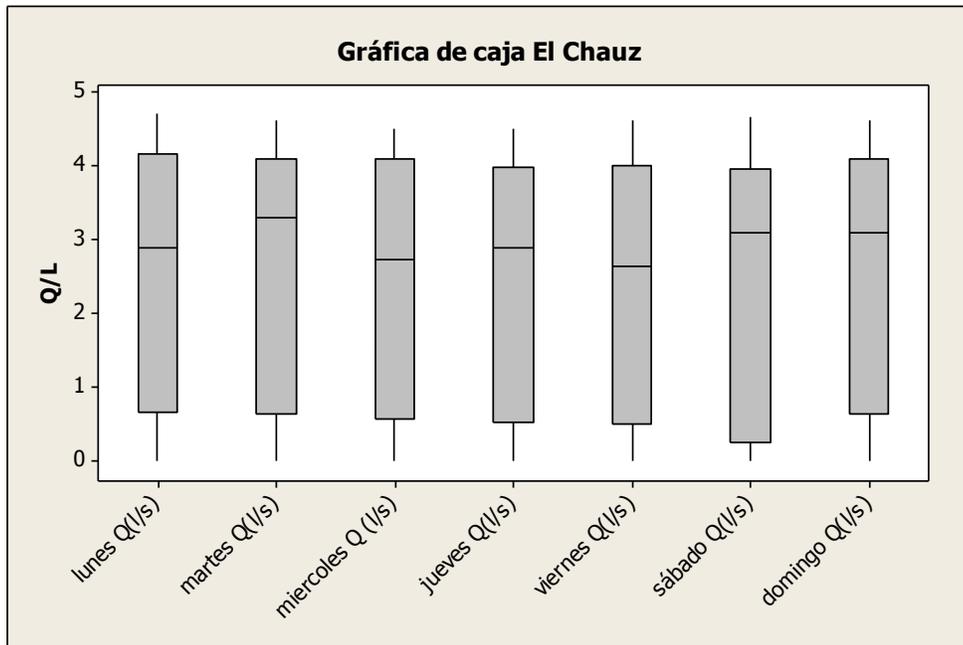


Figura 7.12.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de El Chauz

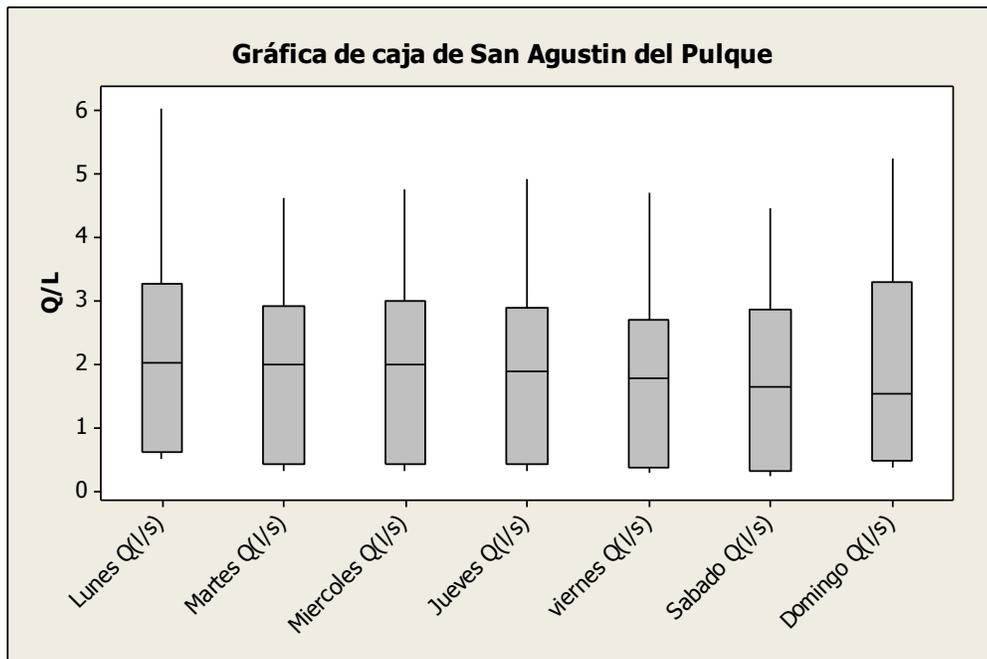


Figura 7.13.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de San Agustín del Pulque

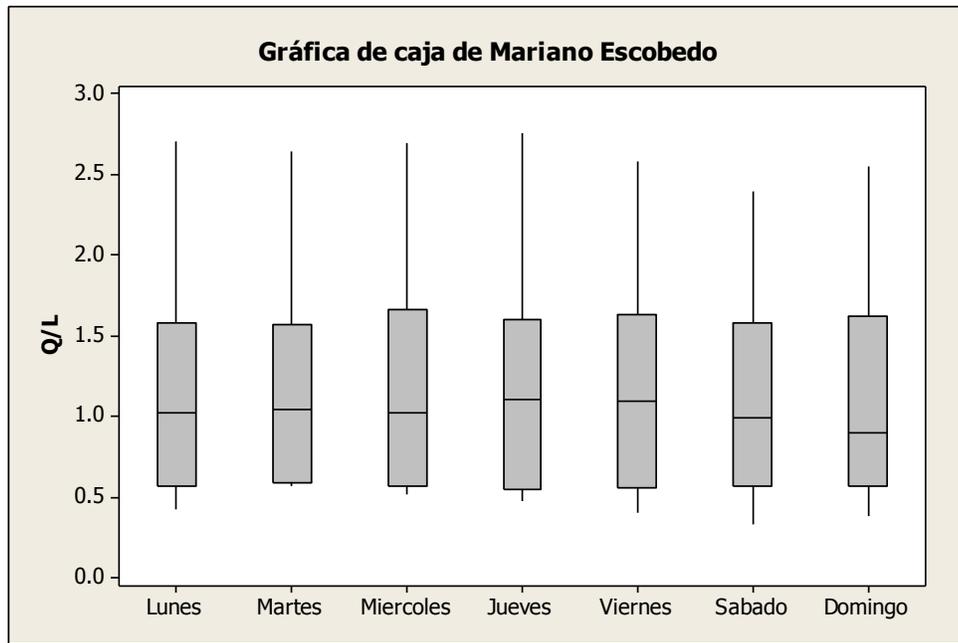


Figura 7.14.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Mariano Escobedo.

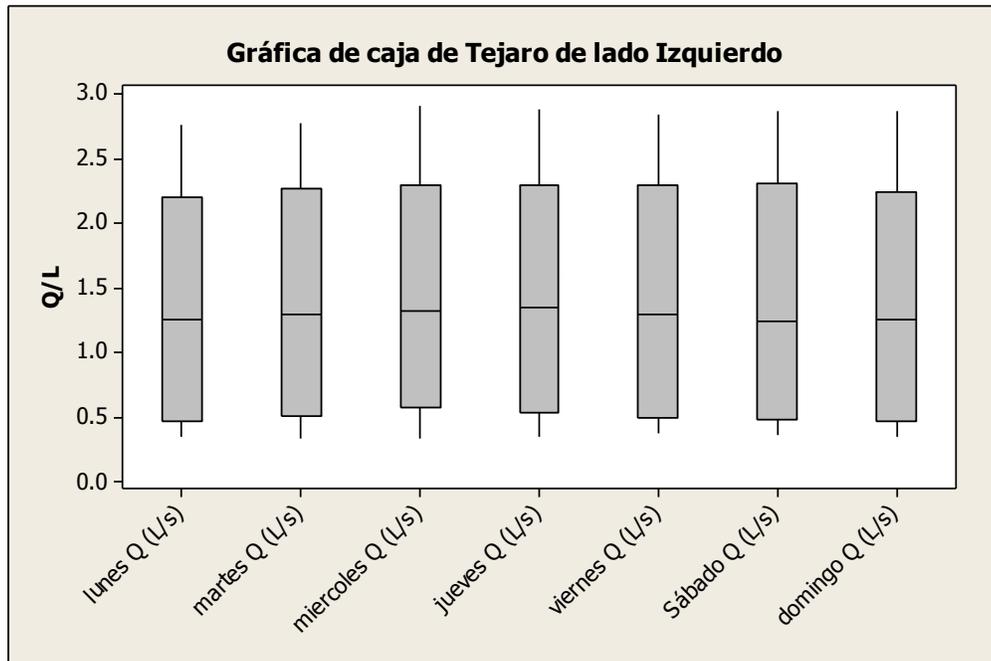


Figura 7.15.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Téjaro de los Izquierdo

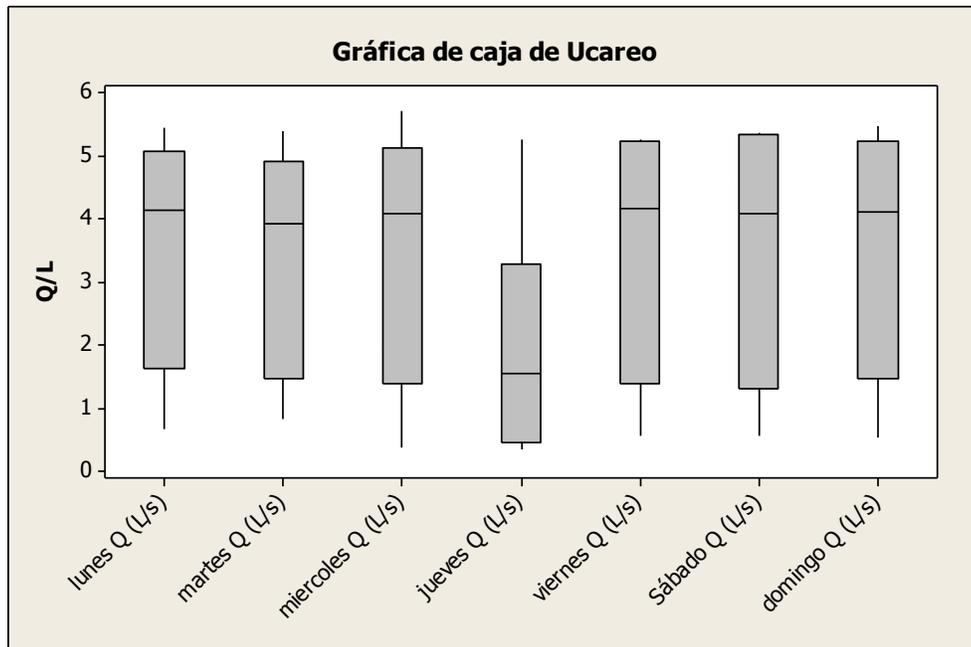


Figura 7.16.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Ucareo.

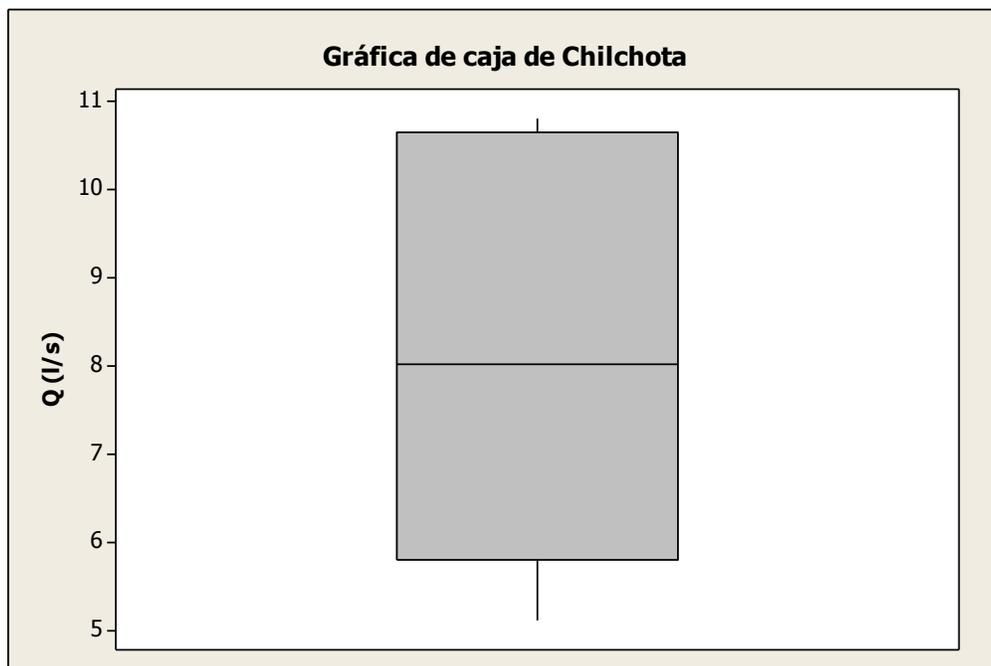


Figura 7.17.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Chilchota.

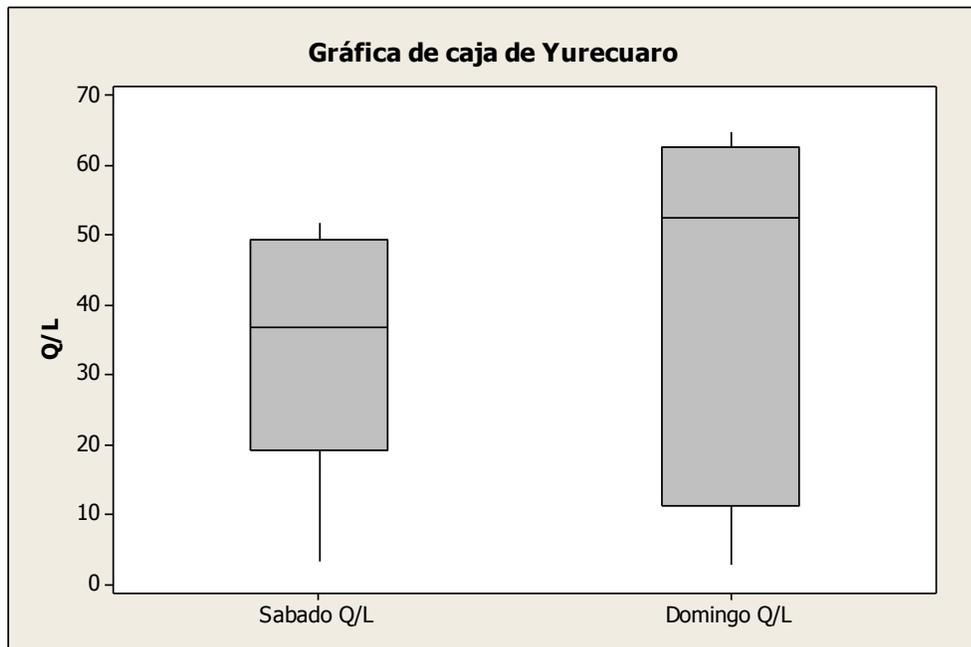


Figura 7.18.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Yurécuaro

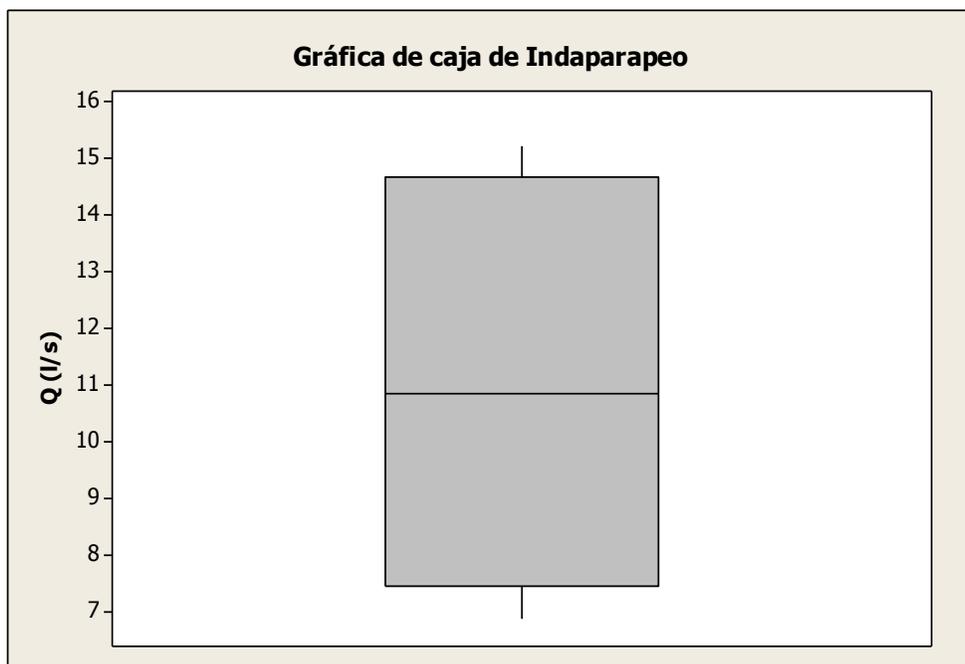


Figura 7.19.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Indaparapeo.

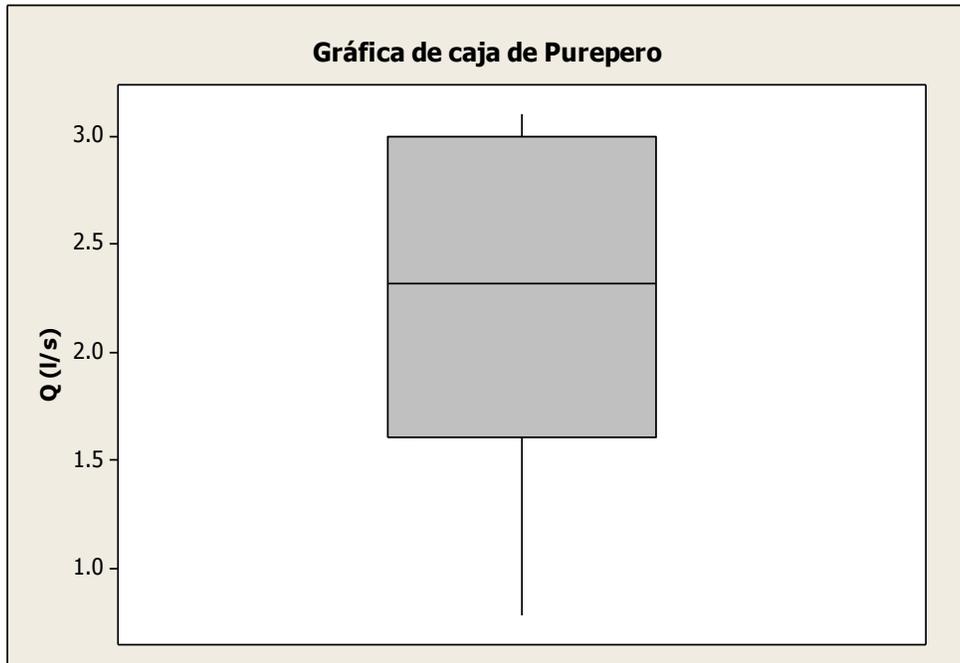


Figura 7.19 Validación de los datos de descarga de la comunidad de Purépero

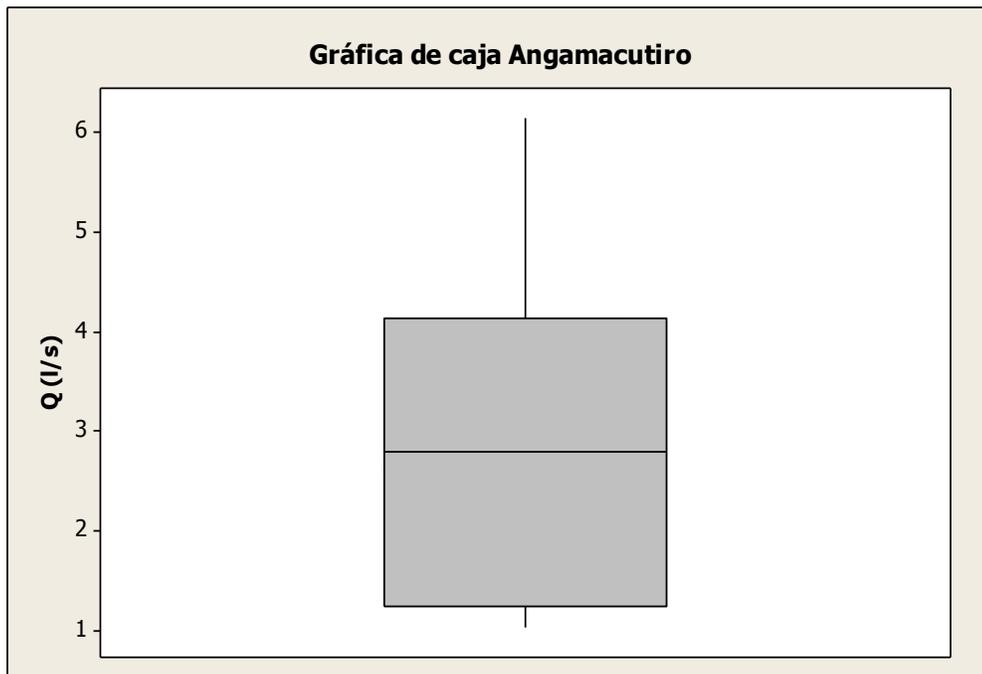


Figura 7.21.- Validación de los datos de descarga de la comunidad de Angamacutiro.

7.3.- Obtención de gastos de las redes de agua potable y alcantarillado.

Una vez que se validó la información se determinaron los gastos promedios como se describen a continuación.

a) Gasto medio horario para sistemas de alcantarillado sanitario

Se obtuvo el gasto promedio horario (Q_{ph}) para cada uno de los días aforados, a partir de los gastos registrados cada hora (Q_h), véase Ecuación 7.1

$$Q_{ph} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{hi}}{n} \quad \text{Ecuación 7.1}$$

Donde

Q_{ph} = Gasto promedio horario (L/s)

Q_{hi} = Gastos horarios, calculados como el promedio registrado cada hora (L/s)

n = Número de horas en las que se registró el gasto

b) Gastos promedio diario para sistemas de alcantarillado sanitario

Se obtuvo el gasto promedio diario de todos los días aforados con la Ecuación 7.2

$$Q_{pd} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{di}}{n_1} \quad \text{Ecuación 7.2}$$

Donde

Q_{pd} = Gasto promedio diario (L/s)

Q_{di} = Gastos horarios, calculados como el promedio registrado cada día (L/s)

n_1 = Número de horas que se registró el gasto

7.4.-Diseño de una metodología adecuada para la determinación de los coeficientes

Para la determinar las variaciones de flujo en alcantarillado sanitario, es decir el coeficiente Harmon, se realizó una propuesta similar a la existente en los sistemas de abastecimiento de agua potable, determinando los CVD y CVH para descargas de agua residual. A continuación se describe el procedimiento utilizado en esta tesis para

obtener dichos coeficientes, en donde se usó como base la dispersión de datos con respecto al gasto medio.

7.4.1.- Obtención de los CVH en alcantarillado sanitario para las localidades aforadas

Dado que las variaciones de desalojo de agua son dependientes de las características particulares de cada población, no se generalizaron los coeficientes en un valor único para una población cualquiera, sino que éste coeficiente se calculó para cada localidad aforada, por lo que se determinó una ecuación matemática que permitiera obtener estos coeficientes de variación horaria involucrando las variables con las que éste está relacionado de manera directa, es por ello que se utilizaron el gasto y posteriormente la población.

Para obtener los coeficientes de variación horaria en los sistemas de alcantarillado sanitario de las poblaciones aforadas, se utilizaron los gastos promedios por hora de las descargas de agua residual y las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student para obtener una curva característica que describe el comportamiento de las variaciones de desalojo de agua residual en cada una de las localidades rurales.

Para lo anterior, las distribuciones normal, Chi cuadrado y t de Student tomaron como variable aleatoria el gasto horario de cada uno de los días aforados, para obtener la variación del desalojo de agua y a éste resultado se le sumó la unidad para generar el coeficiente de variación horaria. Con este procedimiento se obtuvieron los CVH correspondientes a cada modelo estadístico y se graficaron los gastos horarios contra los CVH para cada uno de los días aforados, así pues, por medio del método de línea ajustada se determinó una ecuación por cada día aforado, en donde los CVH quedaron en función del gasto promedio horario y después se obtuvo una ecuación de segundo grado y la curva característica que describe el comportamiento de generalizado semanal de los CVH por localidad.

Los resultados de las gráficas y ecuaciones se muestran en las siguientes figuras, correspondientes a cada localidad analizada.

Para la comunidad de El Chauz, se realizaron las gráficas gasto contra CVH para cada uno de los días aforados, en donde se observa que la distribución Normal y la Chi cuadrado tienen un comportamiento parabólico similar, sin embargo la distribución normal tiene un rango de valores que van de 1.09 a 1.22 y la distribución Chi tiene valores de 1.0 a 1.15. Por otro lado, la distribución t de Student denota un comportamiento exponencial que varía de manera drástica ante los dos comportamientos antes citados con valores de 1.01 a 2 (Figura 7.22).

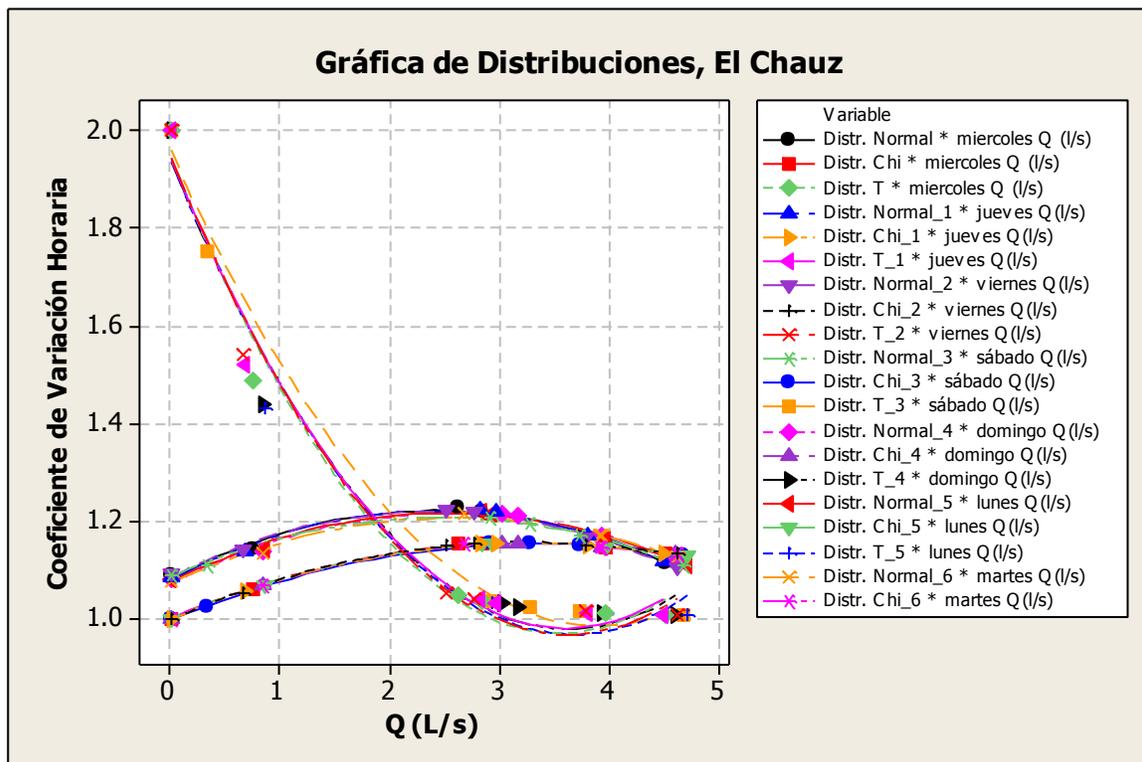


Figura 7.22.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según la distribución Normal, la Chi cuadrado y t de Student en la población El Chauz.

A partir de esta gráfica se determinó cada una de las ecuaciones correspondientes de manera diaria para cada tipo de distribución y posteriormente se obtuvo una ecuación generalizada para cada distribución.

A continuación se muestran las ecuaciones para cada una de las distribuciones para la comunidad del Chauz.

$$CVH = 1.078 + 0.1099Q - 0.02222Q^2$$

$$CVH = 0.9897 + 0.09349Q - 0.1417Q^2$$

$$CVH = 1.941 + 0.5248Q - 0.0715Q^2$$

Distribución Normal
 Distribución Chi-Cuadrado
 Distribución T de Student

Para la comunidad de San Agustín del Pulque, el comportamiento de las curvas de las distribuciones Normal y Chi Cuadrado, tienen un comportamiento similar, sin embargo, la curva correspondiente al lunes difiere en relación a las otras. Por otra parte, la distribución t de Student se comporta diferente al que se presenta en la distribución normal y Chi cuadrado, comportándose de forma exponencial.

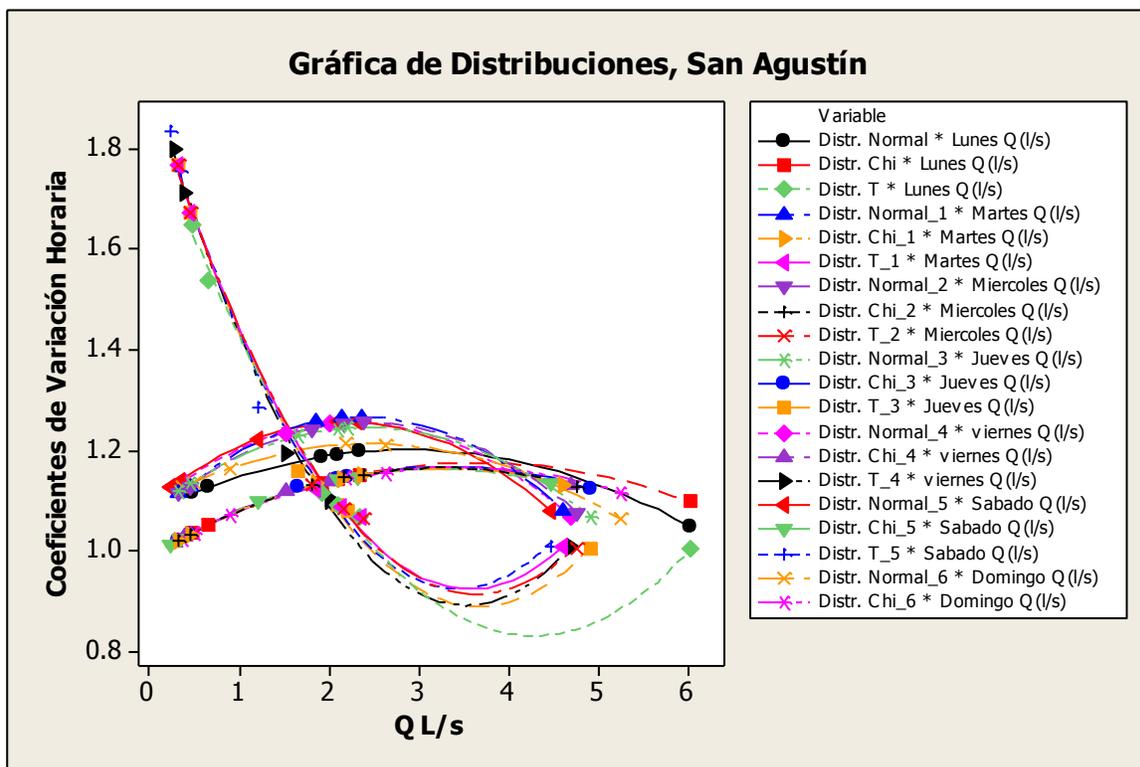


Figura 7.23.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en San Agustín.

Para cada una de estas distribuciones se obtuvo su curva general, que se muestra a continuación, por el método de ajuste de regresión cuadrática.

$$CVH = 1.077 + 0.1334Q - 0.02723Q^2$$

Distribución Normal

$$CVH = 0.9982 + 0.1059Q - 0.1587Q^2$$

Distribución Chi-Cuadrado

$$CVH = 0.1909 + 0.5442Q - 0.07301Q^2$$

Distribución T de Student

En cuanto a la comunidad de Mariano Escobedo, en la Figura 7.23 se aprecia que las tres distribuciones tienen un comportamiento diferente para esta población. La distribución normal tiene un comportamiento parabólico y alcanzó su valor máximo el día sábado, el cual llega a obtener un coeficiente de 1.6, mientras que en Chi cuadrado se presenta media parábola y alcanza valores de 1.16, y la distribución t de Student al igual que en los análisis anteriores tiene un comportamiento exponencial decreciente.

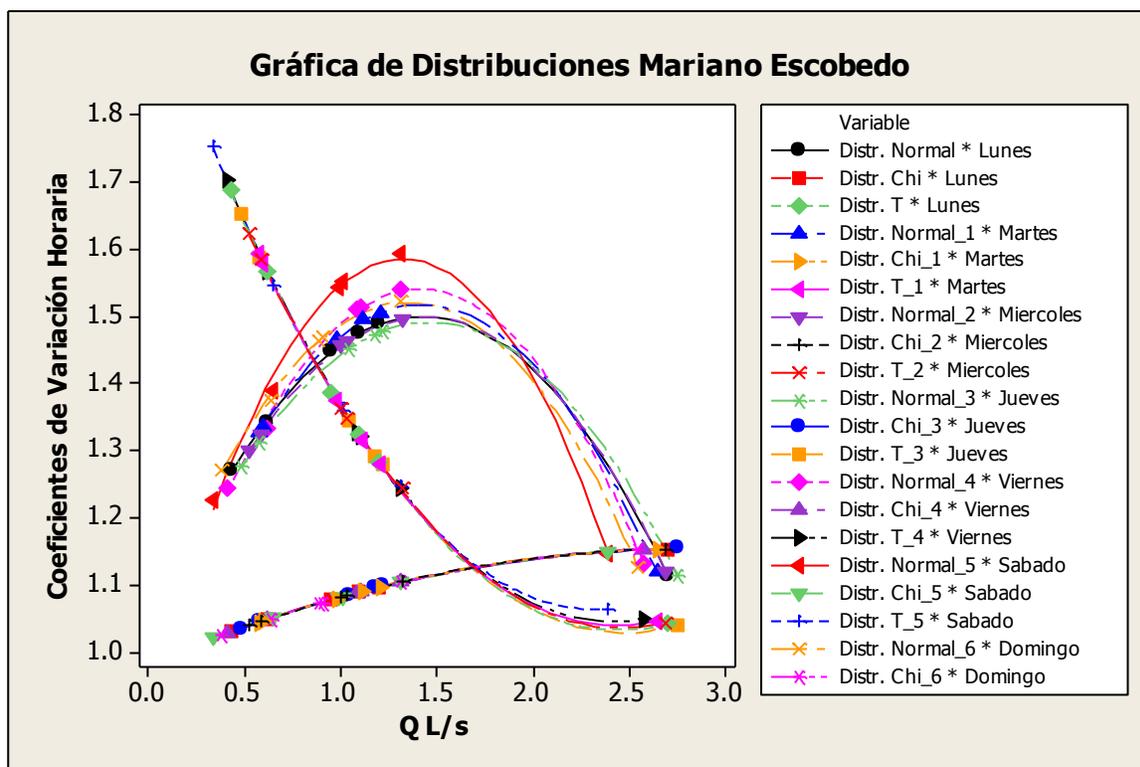


Figura 7.24.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Mariano Escobedo.

Posterior a este análisis se generó una curva característica por cada distribución y se obtuvo su ecuación representativa de la curva, como se muestra a continuación.

$$CVH = 0.9808 + 0.7638Q - 0.2724Q^2$$

$$CVH = 0.9820 + 0.1198Q - 0.02095Q^2$$

$$CVH = 0.1989 + 0.7831Q - 0.1618Q^2$$

Distribución Normal
Distribución Chi-Cuadrado
Distribución T de Student

Para Téjaro el comportamiento de la distribución normal fue parabólico, y alcanzó valores de CVH que van de 1.14 a 1.45, mientras que la distribución Chi cuadrado tiene un comportamiento de media parábola, con valores del CVH de 1.06 a 1.15, por otro lado la distribución t de Student tiene un comportamiento exponencial con valores que van de 1.03 a 1.75, donde ésta la que más difiere de las otras dos distribuciones anteriores, como se observa en la Figura 7.25.

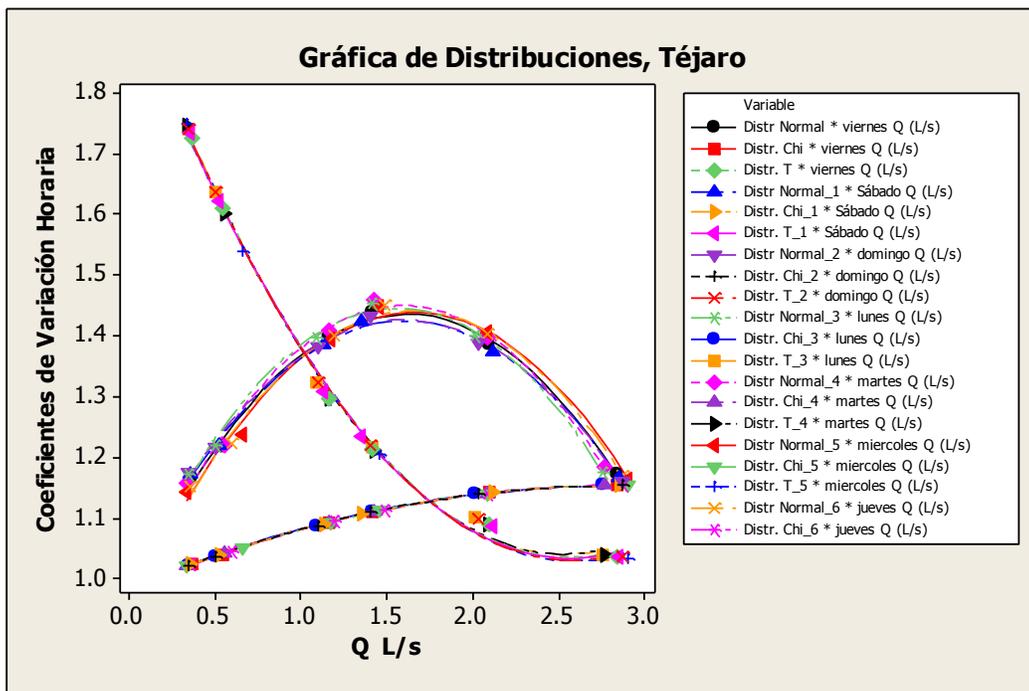


Figura 7.25- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Téjaro

A continuación se muestran las ecuaciones características que describen las distribuciones.

$CVH = 0.9716 + 0.5775Q - 0.1789Q^2$	Distribución Normal
$CVH = 0.9832 + 0.1187Q - 0.02064Q^2$	Distribución Chi-Cuadrado
$CVH = 1.967 + 0.7272Q - 0.1418Q^2$	Distribución T de Student

En Ucareo de la distribución normal denotó un comportamiento parabólico y alcanzó valores de 1.01 a 1.29, mientras que la distribución de Chi presenta valores de 1.04 a 1.47, sin embargo la gráfica t de Student se comportó de manera diferente al alcanzar valores de hasta 1.73, Figura 7.26.

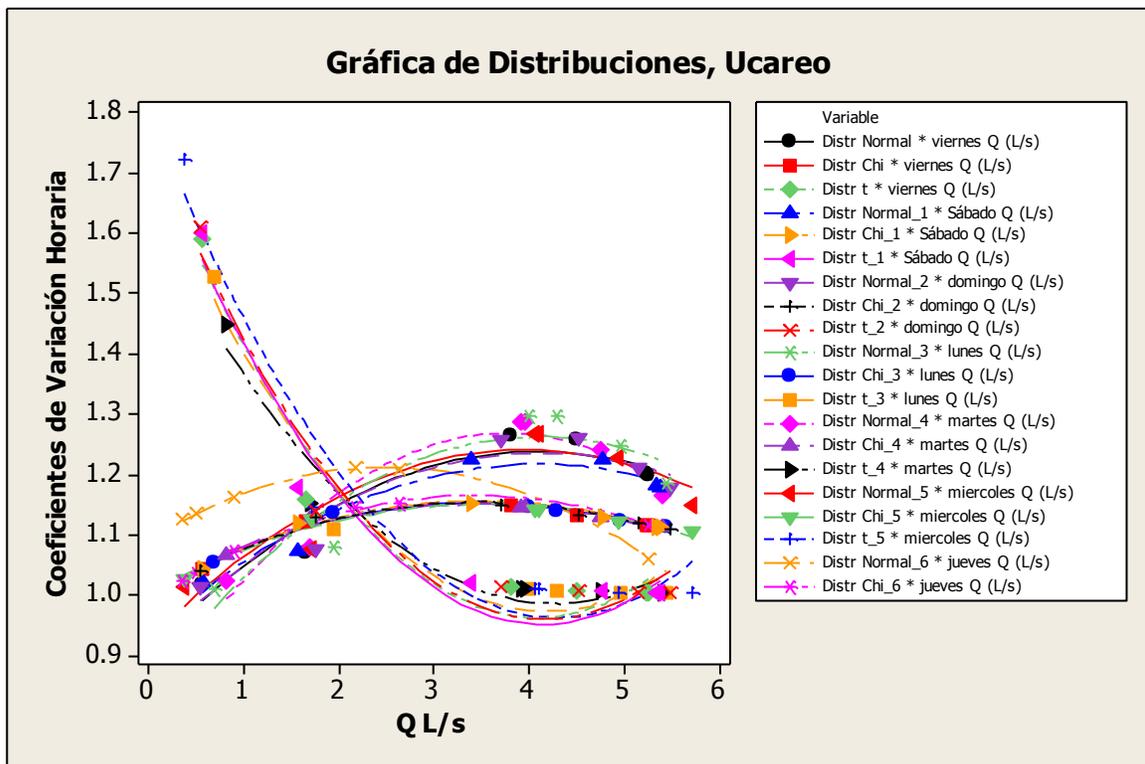


Figura 7.26.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Ucareo.

Gracias a las gráficas anteriores con el método de línea ajustada se determinaron las ecuaciones que representan los modelos anteriores, obteniendo las siguientes funciones.

$$CVH = 0.9178 + 0.1732Q - 0.02326Q^2$$

Distribución Normal

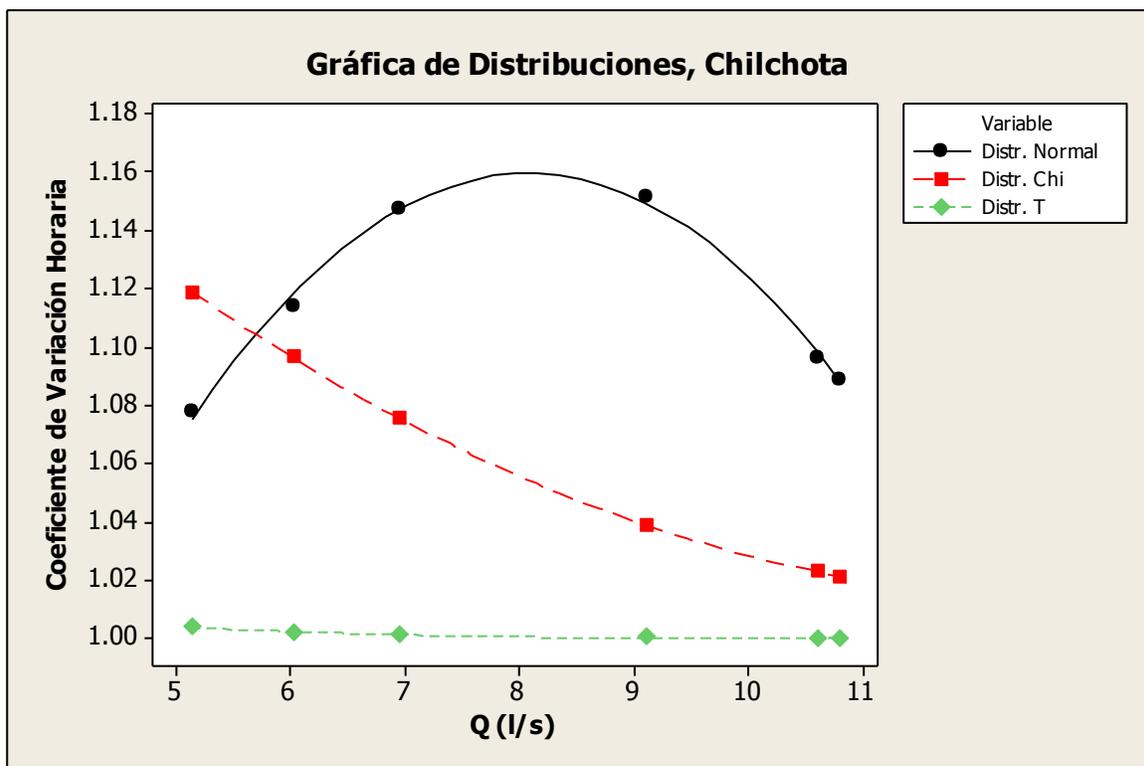
$$CVH = 1.012 + 0.07324Q - 0.01028Q^2$$

Distribución Chi-Cuadrado

$$CVH = 1.733 + 0.3348Q - 0.378Q^2$$

Distribución T de Student

Para la comunidad de Chilchota, la distribución Normal se comportó de igual forma que en las anteriores comunidades, es decir de forma parabólica, la distribución Chi varió su comportamiento generando una tendencia exponencial y la distribución t de Student se comportó casi como una recta donde adoptaba un valor de 1, es decir no registró variaciones del flujo de agua residual, como se puede observar en la Figura 7.27.



.Figura 7.27.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student Chilchota.

Las ecuaciones de cada una de las distribuciones se resumen a continuación.

$$CVH = 0.5226 + 0.1577Q - 0.009757Q^2$$

Distribución Normal

$$CVH = 0.9479 + 0.03636Q - 0.002607Q^2$$

Distribución Chi-Cuadrado

$$CVH = 1.017 + 0.003561Q - 0.000188Q^2$$

Distribución T de Student

Como en las comunidades anteriores, en Yurécuaro los gastos horarios de cada uno de los días aforados se evaluaron en tres modelos de probabilidad que se manejaron.

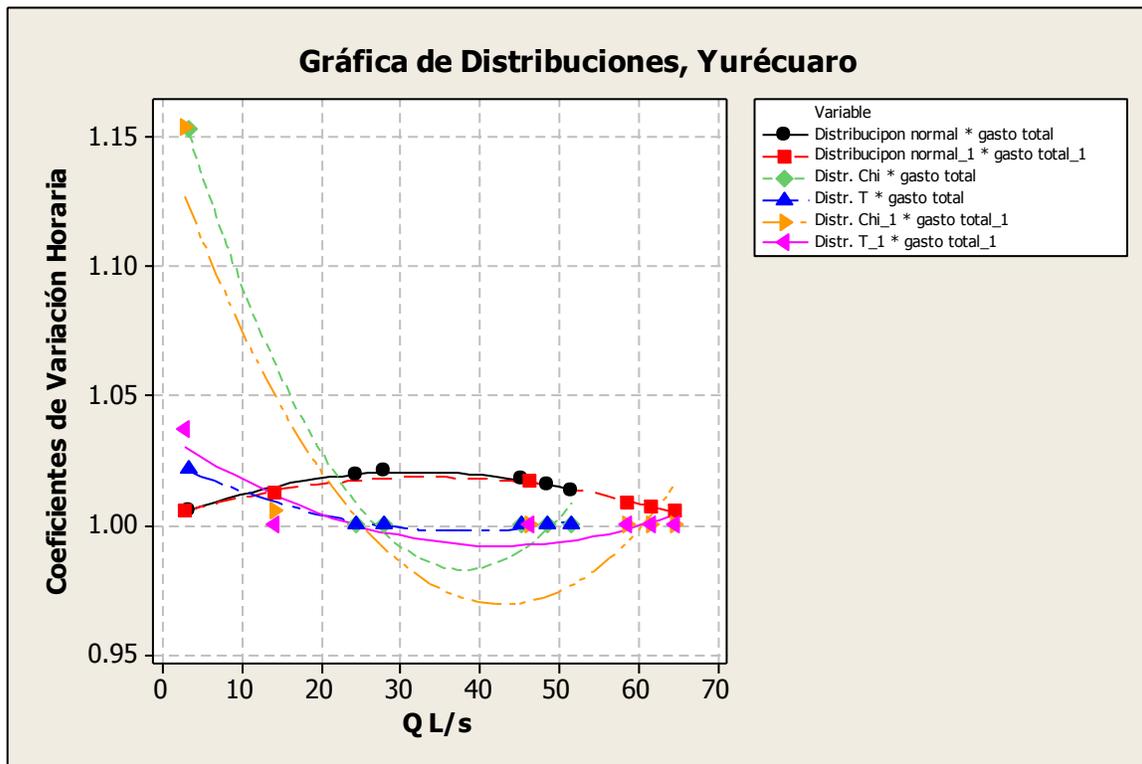


Figura 7.28.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Yurécuaro.

En la Figura 7.28 se aprecia el comportamiento de las tres distribuciones en cada uno de los días, en donde varían notablemente todas las distribuciones, ya que la distribución normal se caracteriza por un comportamiento parabólico, mientras que la distribución Chi muestra una parábola invertida y la distribución t de Student un comportamiento exponencial, siendo esta última la poseedora de los valores para los CVH más altos.

Gracias a estas distribuciones, por el método de regresión cuadrática ajustada se determinó la función $f(x)$ que describe a cada uno de estos modelos matemáticos.

$CVH = 1.003 + 0.000981Q - 0.000015Q^2$	Distribución Normal
$CVH = 1.171 + 0.00946Q - 0.00016Q^2$	Distribución Chi-Cuadrado
$CVH = 1.033 + 0.001829Q - 0.000022Q^2$	Distribución T de Student

Para la comunidad de Purépero, la Figura 7.29 describe el comportamiento de las 3 distribuciones, donde la distribución normal alcanzó CVH de hasta casi 1.50, con un comportamiento parabólico; la distribución Chi cuadrado tiene forma de media parábola y no alcanza valores de CVH de 1.20; por otro lado, la distribución t de Student adoptó una forma exponencial al igual que en la mayoría de las comunidades antes mencionadas.

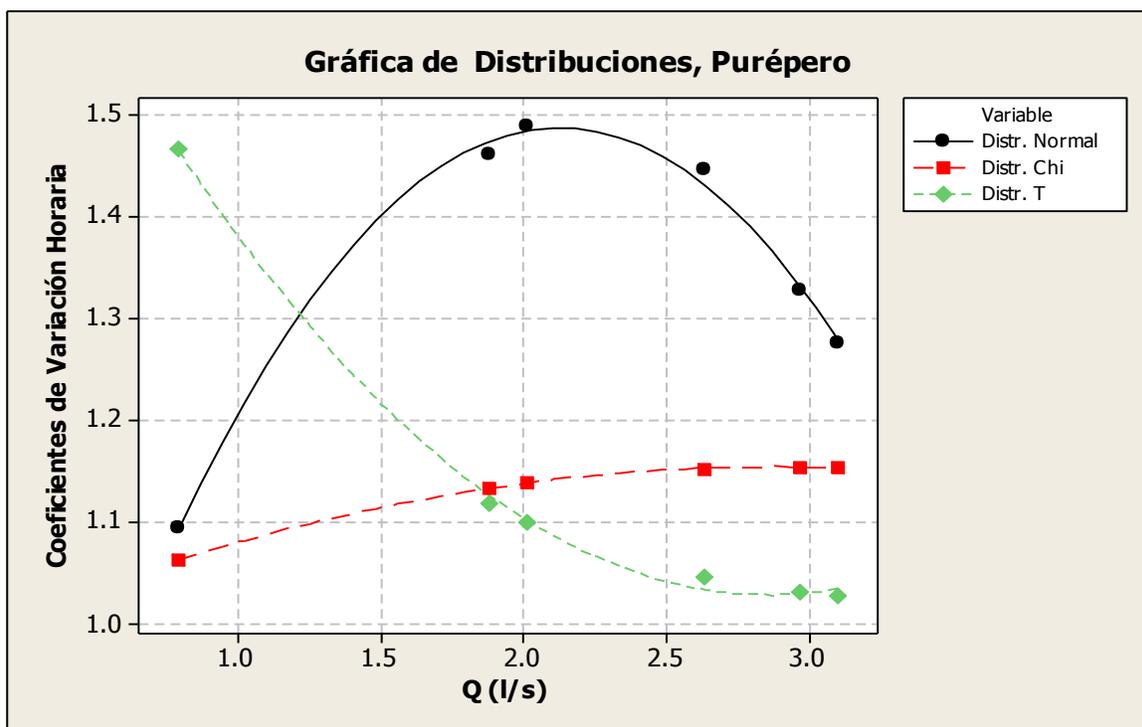


Figura 7.29.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en la Purépero.

Las ecuaciones características de cada distribución son las que se describen a continuación.

$CVH = 0.491 + 0.9366Q - 0.2203Q^2$	Distribución Normal
$CVH = 0.981 + 0.1203Q - 0.02087Q^2$	Distribución Chi-Cuadrado
$CVH = 1.859 + 0.5909Q - 0.1016Q^2$	Distribución T de Student

Para Indaparapeo, las distribuciones se aprecian en la Figura 7.30; cabe destacar que en esta localidad se manejan gastos relativamente altos a los de las anteriores comunidades y dio como resultado valores pequeños de los CVH, de modo que a mayores gastos se tienen menores variaciones de descargas de agua residual.

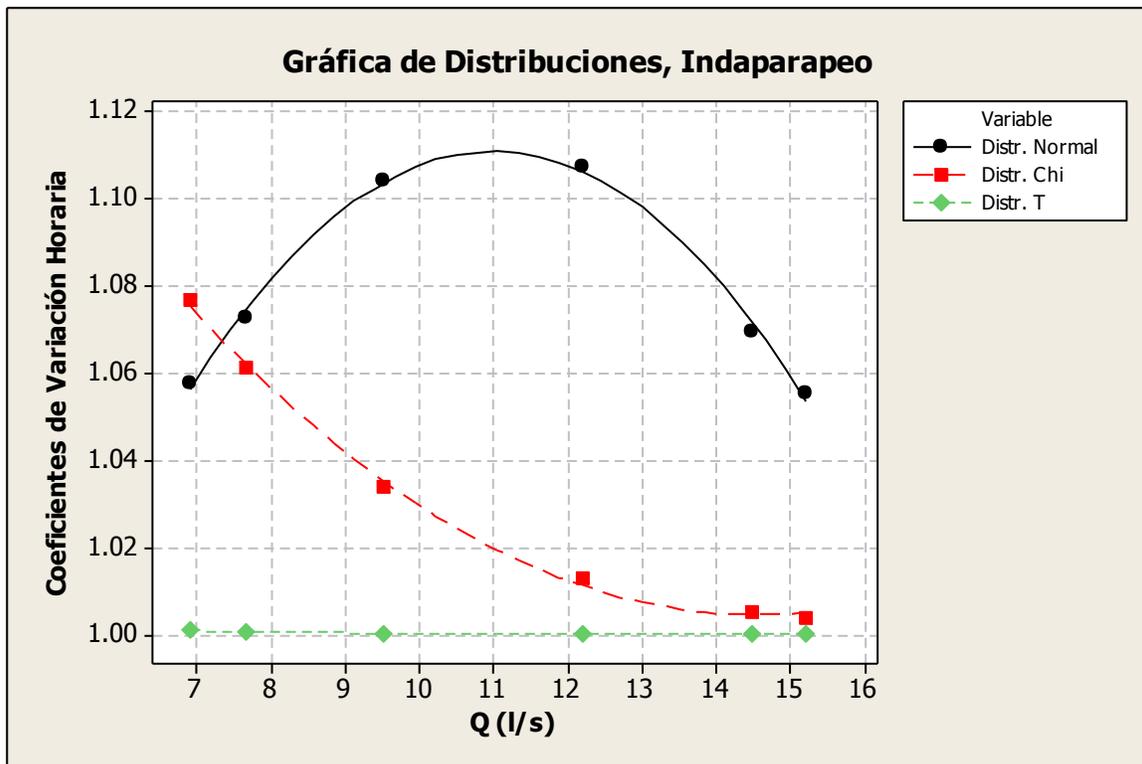


Figura 7.30.- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado y t de Student en Indaparapeo.

Las ecuaciones de los CVH para esta comunidad son los siguientes:

$$CVH = 0.7193 + 0.0716Q - 0.003233Q^2 \quad \text{Distribución Normal}$$

$$CVH = 1.261 + 0.03525Q - 0.001212Q^2 \quad \text{Distribución Chi-Cuadrado}$$

$$CVH = 1.004 + 0.000627Q - 0.00024Q^2 \quad \text{Distribución T de Student}$$

En lo que respecta a la localidad de Angamacutiro, la distribución normal alcanzó valores de 1.09 a 1.49, la distribución Chi cuadrado de 1.06 a 1.15 y la t de Student de 1.15 a 1.24. La distribución normal y Chi cuadrado tienden a un comportamiento similar, y la distribución t de Student muestra una tendencia diferente (Figura 7.31).

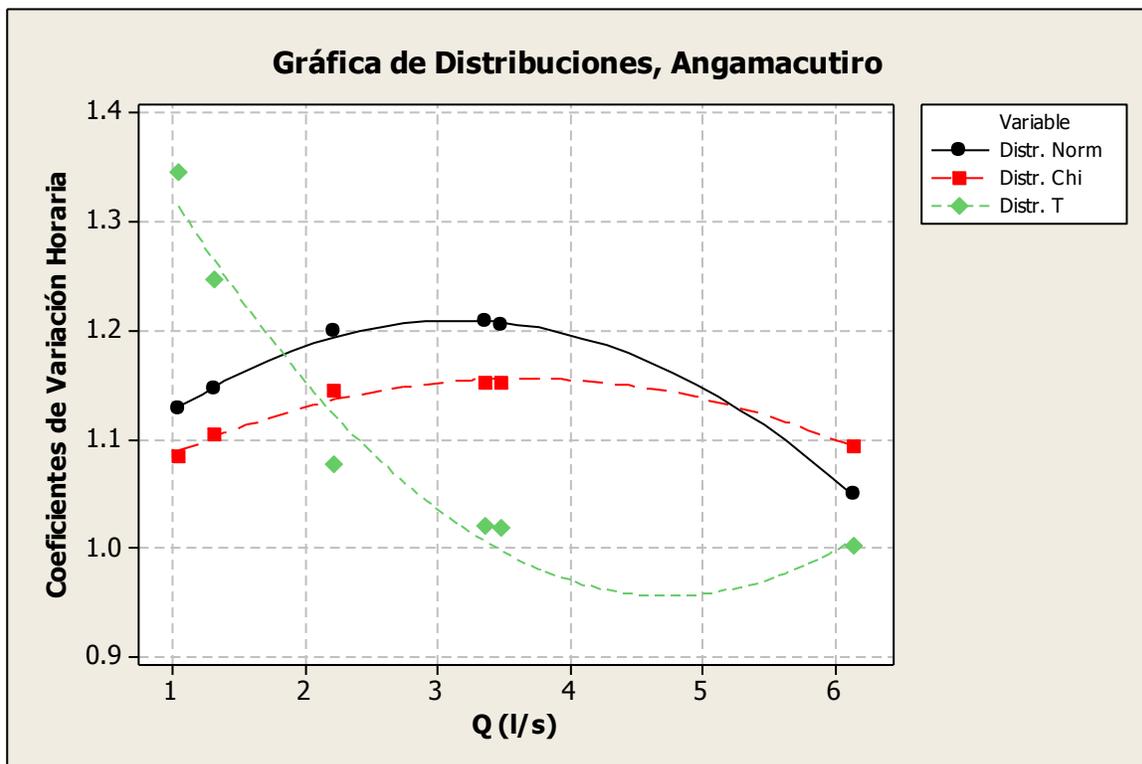


Figura 7.31- Comportamiento de los CVH respecto al caudal, según las distribuciones Normal, Chi cuadrado t de Student en Angamacutiro.

Para cada una de las gráficas se determinó su ecuación de ajuste particular, las cuales son las siguientes ecuaciones.

$CVH = 1.031 + 0.1131Q - 0.01797Q^2$	Distribución Normal
$CVH = 1.024 + 0.0727Q - 0.01001Q^2$	Distribución Chi-Cuadrado
$CVH = 1.544 + 0.2484Q - 0.002622Q^2$	Distribución T de Student

Posteriormente a la obtención de las ecuaciones de cada comunidad y distribución estadística, se seleccionó una distribución, la cual tenía que arrojar los CVH más cercanos a las condiciones de variaciones reales para cada comunidad, por ello se realizó un estudio en el cual se determinó el gasto medio circulante por las redes de alcantarillado de acuerdo a las normas de diseño establecidas por el MAPAS, para lo cual se proyectó la población para las comunidades de las que no se tenía información poblacional para el año aforado. La población de proyecto se determinó por medio de cuatro métodos: el método aritmético, geométrico, de mínimos cuadrados y de curva exponencial, los cuales se promediaron y se obtuvieron los siguientes valores poblacionales.

Cuadro 7.12.- Cálculo de población proyecto para las localidades analizadas.

Poblaciones	Año Proyectado	Método aritmético	Método Geométrico	Método de Mínimos Cuadrados	Método de curva exponencial	Promedio
El Chauz	2013	2407	2409	2266	2259	2335
San Agustín	2011	3594	3598	3517	3521	3558
Mariano Escobedo	2011	3952	3970	3986	4061	3992
Téjaro	2011	3750	3751	3784	3780	3766
Ucareo	2011	2268	2269	2306	2307	2288
Chilchota	2010	PROPORCIONADO POR INEGI				7673
Yurécuaro	2013	24733	24893	23769	23904	24325
Indaparapeo	2,011	6807	7196	7059	7075	7034
Purépero	2013	13999	14006	14122	14136	14066
Angamacutiro	2010	PROPORCIONADO POR INEGI				5030

Una vez obtenidas las poblaciones se calculó el gasto de diseño correspondiente a cada población, mismo que después se comparó con el gasto obtenido en cada una

de las localidades aforadas para determinar cuál de las distribuciones daba los resultados más cercanos a las condiciones reales.

Cuadro 7.13.- Cálculo de gastos de diseño para las comunidades analizadas

Poblaciones	Población	Dotación	Aportación de A.N. 75%	Gasto medio	Gasto máximo instantáneo	Gasto mínimo	Gasto máximo extraordinario
El Chauz	2335	190.00	142.50	3.85	13.61	1.93	20.41
San Agustín	3558	160.00	120.00	4.94	16.69	2.47	25.04
Mariano Escobedo	3992	100.00	75.00	3.47	11.55	1.73	17.33
Téjaro	3766	100.00	75.00	3.27	10.97	1.63	16.46
Ucareo	2288	200.00	150.00	3.97	14.06	1.99	21.09
Chilchota	7673	185.00	138.75	12.32	37.80	6.16	56.71
Yurécuaro	24325	250.00	187.50	52.79	135.53	26.39	203.29
Indaparapeo	7034	215.00	161.25	13.13	40.76	6.56	61.14
Purépero	14066	195.00	146.25	23.81	66.82	11.90	100.22
Angamacutiro	5030	190.00	142.50	8.30	26.90	4.15	40.35

A. N. = Aguas negras

Con el gasto medio de diseño calculado se determinaron las variaciones horarias y se compararon con los CVH obtenidos con los tres modelos matemáticos anteriormente aplicados, para elegir el modelo de distribución que más se asemeja a las variaciones de flujo de agua residual, la comparación se muestra en los siguientes cuadros.

Cuadro 7.14.- Variación de los diferentes modelos de distribución y condiciones reales de flujo para El Chauz.

Comunidad del Chauz					
	Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
Lunes	3.85	1.22	1.22	1.15	2.00
Martes	3.85	1.20	1.21	1.15	2.00
Miércoles	3.85	1.17	1.22	1.15	2.00
Jueves	3.85	1.17	1.22	1.15	2.00
Viernes	3.85	1.20	1.22	1.15	2.00
Sábado	3.85	1.21	1.21	1.15	2.00
Domingo	3.85	1.20	1.22	1.15	2.00

Cuadro 7.15.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de San Agustín del Pulque.

Comunidad de San Agustín					
	Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
Lunes	4.94	1.22	1.20	1.15	2.00
Martes	4.94	0.93	1.27	1.15	2.00
Miércoles	4.94	0.97	1.25	1.15	2.00
Jueves	4.94	1.00	1.24	1.14	2.00
Viernes	4.94	0.95	1.25	1.14	2.00
Sábado	4.94	0.90	1.26	1.15	2.00
Domingo	4.94	1.06	1.21	1.15	2.00

Cuadro 7.16.- Variación de los diferentes modelos de distribución y condiciones reales de flujo para San Agustín del Pulque.

Comunidad de Mariano Escobedo					
	Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
Lunes	3.47	0.78	1.49	1.15	1.69
Martes	3.47	0.76	1.49	1.15	1.59
Miércoles	3.47	0.78	1.50	1.15	1.62
Jueves	3.47	0.80	1.49	1.15	1.65
Viernes	3.47	0.74	1.54	1.15	1.70
Sábado	3.47	0.69	1.59	1.15	1.75
Domingo	3.47	0.74	1.521	1.15	1.72

Cuadro 7.17.- Variación de los diferentes modelos de distribución y condiciones reales de flujo de la comunidad de Téjaro.

Comunidad de Téjaro					
	Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
Lunes	3.27	0.84	1.45	1.15	1.74
Martes	3.27	0.85	1.46	1.15	1.75
Miércoles	3.27	0.89	1.45	1.15	1.75
Jueves	3.27	0.88	1.49	1.15	1.74
Viernes	3.27	0.87	1.44	1.15	1.73
Sábado	3.27	0.87	1.42	1.15	1.73
Domingo	3.27	0.88	1.432	1.15	1.74

Cuadro 7.18.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Ucareo.

Comunidad de Ucareo					
	Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
Lunes	3.97	1.37	1.30	1.15	1.53
Martes	3.97	1.36	1.29	1.15	1.45
Miércoles	3.97	1.44	1.27	1.14	1.72
Jueves	3.97	1.32	1.21	1.15	1.74
Viernes	3.97	1.32	1.26	1.15	1.59
Sábado	3.97	1.35	1.23	1.15	1.60
Domingo	3.97	1.38	1.259	1.15	1.61

Cuadro 7.19.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Chilchota.

Comunidad de Chilchota				
Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
12.99	0.83	1.15	1.08	1.07

Cuadro 7.20.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Yurécuaro.

Comunidad de Yurécuaro				
Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
52.79	0.98	1.02	1.15	1.02

Cuadro 7.21.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Yurécuaro.

Comunidad de Indaparapeo				
Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
13.15	1.16	1.11	1.08	1.00

Cuadro 7.22.- Comparativa de las variaciones obtenidas con los diferentes modelos de distribución y las condiciones reales de flujo para la comunidad de Yurécuaro.

Comunidad de Angamacutiro				
Q med de diseño L/s	Variación Max. Real	Variación Max Distr. Normal	Variación Max Distr. Chi	Variación- Max. Distr. T de student
8.30	0.74	1.21	1.15	1.35

Con la comparación se determinó que las localidades del Chauz, San Agustín, Ucareo, Indaparapeo y Yurécuaro se ajustaron más a la distribución Normal, mientras que la comunidades de Angamacutiro, Mariano Escobedo y Téjaro se comportaron más acorde a la distribución Chi y la localidad de Chilchota a la distribución t de Student, por ello se eligió el comportamiento de la distribución normal para generar una función que representara el comportamiento de los CVH con base en la población, además esta distribución fue la que más homogéneamente se comportó en el análisis, es decir siempre adoptó una forma parabólica.

Sin embargo, cada una de las ecuaciones obtenidas con la distribución Normal denota un comportamiento diferente donde los valores de los CVH varían dependiendo de las características de cada localidad (el gasto y la población, por ejemplo), por ello, fue necesario obtener una ecuación para los coeficientes de variación, de forma indistinta para cualquier tipo de comunidad rural.

Para el diseño de una ecuación que describiera el comportamiento general de los CVH se propuso como variable aleatoria la población, ya que ésta tiene inmersos ciertos comportamientos como el gasto, es decir, las comunidades con similar número de habitantes, se caracterizan por tener semejantes valores de gastos por ello, se tomó la población como la variable más representativa en esta ecuación.

Como parte de la metodología para obtener la ecuación de los CVH en base a la población, fue necesario graficar los valores de los CVH contra Población, sin embargo, por cada población analizada en los aforos, se obtuvieron diferentes coeficientes de variaciones dependiendo del flujo de agua residual, por ende se determinó un CVH representativo de cada localidad.

Dado que se buscó obtener el CVH más representativo por localidad, se descartaron los valores máximos y mínimos de los CVH ya obtenidos, ya que éstos representaban los extremos, por un lado, el sobredimensionamiento y por otro la insuficiencia de la red respectivamente, por ende para obtener los CVH que representarían cada población se utilizó el método de centro de gravedad o centro de masa.

Dado que la distribución normal se comportó a manera de parábola asimétrica, el centro de gravedad se calculó con la siguiente ecuación:

$$\bar{y} = \frac{\int y dA}{\int dA}$$

Donde:

dA: Diferencial de área

y: momento respecto al eje x

Sin embargo, para obtener el centro de gravedad de las ecuaciones, fue necesario resolverlas para conocer los valores de los puntos de intersección de las ecuaciones con la recta $y = 1$, ya que, a partir de esta recta se encuentran los valores de las variaciones respecto al gasto medio, y para la cual a todos los valores de intersección negativos se adoptó el valor cero ya que solo se tenía interés en el área parabólica positiva.

Cuadro 7.23.- Determinación de los puntos de intersección parábola-recta

Localidad	Ecuación 1	Ecuación 2	X1	X2
El Chauz	$y = 1.078 + 0.1099x - 0.02222x^2$	$y = 1$	0.00	5.57
San Agustín del Pulque	$y = 1.077 + 0.1334x - 0.02723x^2$	$y = 1$	0.00	5.42
Mariano Escobedo	$y = 0.9808 + 0.7638x - 0.2724x^2$	$y = 1$	0.02	2.78
Téjaro	$y = 0.9716 + 0.5775x - 0.1789x^2$	$y = 1$	0.05	3.18
Ucareo	$y = 0.9178 + 0.1732x - 0.02326x^2$	$y = 1$	0.509	6.94
Chilchota	$y = 0.5226 + 0.1577x - 0.009757x^2$	$y = 1$	4.03	12.13
Yurécuaro	$y = 1.003 + 0.00981x - 0.000015x^2$	$y = 1$	1.00	68.33
Purépero	$y = 0.491 + 0.9366x - 0.2203x^2$	$y = 1$	3.61	
Indaparapeo	$y = 0.7193 + 0.0716x - 0.003233x^2$	$y = 1$	5.09	17.06
Angamacutiro	$y = 1.0301 + 0.1131x - 0.01797x^2$	$y = 1$	0.00	6.54

Una vez obtenidos los puntos de intersección, éstos se tomaron como los límites para la solución de las integrales. Se trabajó con parábolas acotadas por la recta $y = 1$, así, se utilizó la siguiente ecuación para calcular el centroide de un área acotada por dos funciones, utilizando solamente la ecuación para el eje y , ya que éste describe los valores de los CVH.

$$\bar{y} = \frac{\frac{1}{2} \int [f(x)^2] dx - \frac{1}{2} \int [g(x)^2] dx}{\int [f(x)] dx - \int [g(x)] dx}$$

El cuadro resumen del cálculo de los centroides se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 7.24.- Centroides de las parábolas generadas por la distribución Normal.

Localidad	Cálculo del centroide	Resultado
El Chauz	$\frac{\frac{1}{2} \int_0^{5.5755} (1.078 + 0.1099x - 0.02222x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^{5.5755} (1)^2 dx}{\int_0^{5.5755} (1.078 + 0.1099x - 0.02222x^2) dx - \int_0^{5.5755} (1) dx}$	1.08731
San Agustín del Pulque	$\frac{\frac{1}{2} \int_0^{5.4206} (1.077 + 0.1334x - 0.02723x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^{5.4206} (1)^2 dx}{\int_0^{5.4206} (1.077 + 0.1334x - 0.02723x^2) dx - \int_0^{5.4206} (1) dx}$	1.09771
Mariano Escobedo	$\frac{\frac{1}{2} \int_0^{2.8039} (0.9808 + 0.7638x - 0.2724x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^{2.8039} 0.9808^2 dx}{\int_0^{2.8039} (0.9808 + 0.7638x - 0.2724x^2) dx - \int_0^{2.8039} 0.9808 dx}$	1.21958
Téjaro	$\frac{\frac{1}{2} \int_0^{3.178} (0.9716 + 0.5775x - 0.1789x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^{3.178} (1)^2 dx}{\int_0^{3.178} (0.9716 + 0.5775x - 0.1789x^2) dx - \int_0^{3.178} (1) dx}$	1.1752
Ucareo	$\frac{\frac{1}{2} \int_0^{6.9368} (0.9178 + 0.1732x - 0.02326x^2)^2 dx - \int_0^{6.936} (1)^2 dx}{\int_0^{6.936} (0.9178 + 0.1732x - 0.02326x^2) dx - \frac{1}{2} \int_0^{6.936} (1) dx}$	1.10118
Chilchota	$\frac{\frac{1}{2} \int_{4.03419}^{12.1285} (0.5226 + 0.1577x - 0.009757x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_{4.03419}^{12.1285} (1)^2 dx}{\int_{4.03419}^{12.1285} (0.5226 + 0.1577x - 0.009757x^2) dx - \int_{4.03419}^{12.1285} (1) dx}$	1.06393
Yurécuaro	$\frac{\frac{1}{2} \int_0^{68.327} (1.003 + 0.000981x - 0.000015x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^{68.327} (1)^2 dx}{\int_0^{68.327} (1.003 + 0.000981x - 0.000015x^2) dx - \int_0^{68.327} (1) dx}$	1.00765
Purépero	$\frac{\frac{1}{2} \int_{0.6397}^{3.6117} (0.491 + 0.9366x - 0.2203x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_{0.6397}^{3.6117} (1)^2 dx}{\int_{0.6397}^{3.6117} (0.491 + 0.9366x - 0.2203x^2) dx - \int_{0.6397}^{3.6117} (1) dx}$	1.19459
Indaparapeo	$\frac{\frac{1}{2} \int_{5.0904}^{17.0561} (0.7193 + 0.0716x - 0.003233x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_{5.0904}^{17.0561} (1)^2 dx}{\int_{5.0904}^{17.0561} (0.7193 + 0.0716x - 0.003233x^2) dx - \int_{5.0904}^{17.0561} (1) dx}$	1.04629
Angamacutiro	$\frac{\frac{1}{2} \int_0^{6.5495} (1.0301 + 0.1131x - 0.01797x^2)^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^{6.5495} 1^2 dx}{\int_0^{6.5495} (1.0301 + 0.1131x - 0.01797x^2) dx - \int_0^{6.5495} 1 dx}$	1.08353

Una vez obtenidos los CVH representativos para cada comunidad, se graficaron los valores correspondientes a los CVH contra población de cada localidad (Figura 7.32) para obtener una curva característica semejante al comportamiento de los datos obtenidos.

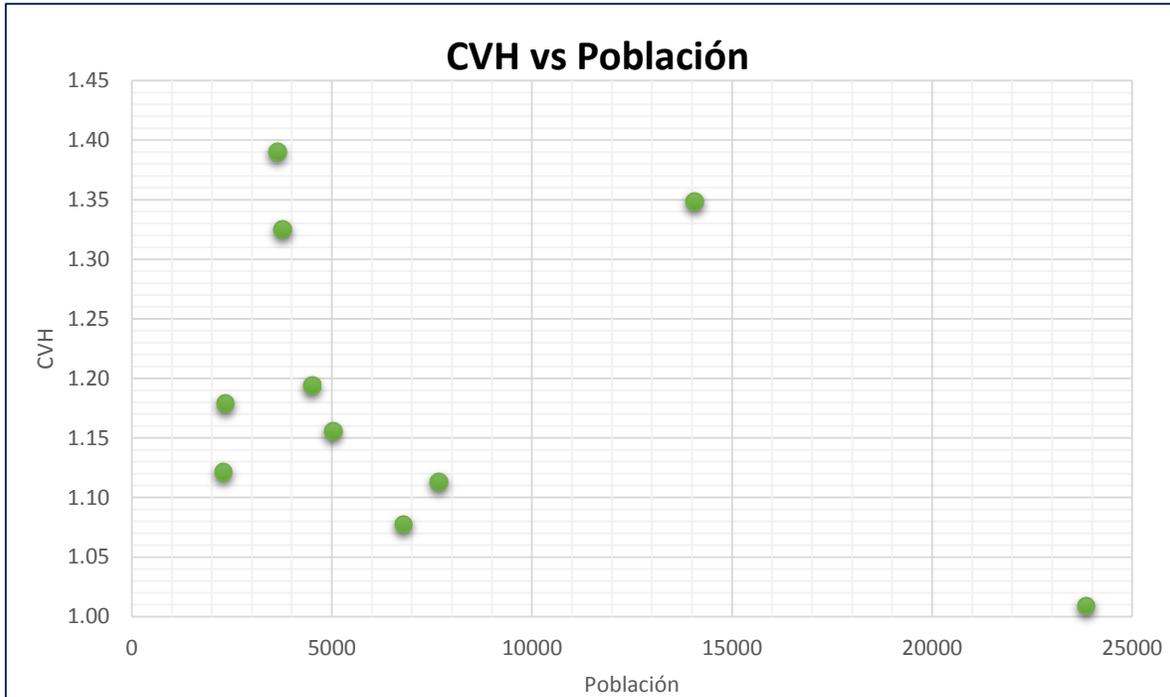


Figura 7.32.- Coeficientes de variación horaria obtenidos con respecto a la población.

7.4.2.- Obtención de los CVD en alcantarillado sanitario para las localidades aforadas

Dado que en la presente tesis se utilizó el principio de los sistemas de agua potable para obtener las variaciones de flujo de agua residual, se propuso también obtener un coeficiente de variación diaria, el cual se generó con base en un estudio estadístico mediante los modelos de distribución Normal, Chi Cuadrado y t de Student en los cuales se tomó como variable aleatoria los gastos promedio diarios aforado para cada localidad.

Para obtener los gastos diarios se utilizó la Ecuación 7.2, en donde se sumaron todos los gastos horarios por día y se promediaron para cada uno de los días aforados.

$$Q_{pd} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{di}}{n_1} \quad \text{Ecuación 7.2}$$

El resultado del cálculo de los promedios de los gastos medios por localidad se muestran en el cuadro 7.21, en donde las comunidades que solo tenían un día de aforo, el gasto promedio diario se consideró el gasto representativo de la comunidad. En el caso de Yurécuaro que solo tenía dos días aforados se realizó un promedio de los gastos promedios diarios para obtener el valor representativo de esta población.

Cuadro 7.25.- Gastos promedios diarios por día de las localidades aforadas.

Localidad	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
El Chauz	2.55	2.67	2.45	2.46	2.39	2.49	2.60
San Agustín	2.61	2.28	2.32	2.27	2.13	2.08	2.29
Mariano Escobedo	1.31	1.31	1.33	1.36	1.34	1.27	1.26
Téjaro	1.56	1.60	1.66	1.65	1.61	1.60	1.58
Ucareo	4.12	3.93	4.10	2.28	4.08	4.08	4.11
Datos semanales							
Chilchota				8.10			
Yurécuaro				37.48			
Indaparapeo				10.99			
Purépero				2.23			
Angamacutiro				2.92			

De acuerdo al procedimiento para obtener los CVH, se utilizó un método similar para obtener los CVD, sin embargo dado que el modelo estadístico seleccionado para utilizar en esta tesis fue la distribución normal, solo se aplicó a esta distribución los gastos diarios, cuyos resultados se describen en el Cuadro 7.26.

Cuadro 7.26.- Coeficiente de variación diaria de acuerdo con la distribución Normal.

	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
	-	-	-	Q L/s	-	-	-
El Chauz	2.55	2.67	2.45	2.46	2.39	2.49	2.60
	1.15	1.15	1.16	1.16	1.16	1.15	1.15
San Agustín	2.61	2.28	2.32	2.27	2.13	2.08	2.29
	1.15	1.20	1.19	1.18	1.19	1.19	1.16
Mariano Escobedo	1.31	1.31	1.33	1.36	1.34	1.27	1.26
	1.37	1.38	1.37	1.36	1.41	1.44	1.39
Téjaro	1.56	1.60	1.66	1.65	1.61	1.60	1.58
	1.33	1.33	1.33	1.33	1.32	1.31	1.32
Ucareo	4.12	3.94	4.11	2.29	4.09	4.08	4.12
	1.22	1.21	1.20	1.16	1.20	1.18	1.20
Datos Semanales							
Chilchota	8.10						
	1.11						
Yurécuaro	37.48						
	1.01						
Indaparapeo	10.99						
	1.08						
Purépero	2.23						
	1.35						
Angamacutiro	2.92						
	1.16						

Dentro de los objetivos de esta tesis se requirió generar una ecuación que determinara los CVD, por ello se seleccionó una variable para obtener los coeficientes de variación diaria. La variable seleccionada fue la población, ya que ésta fue la más representativa de una comunidad, puesto que engloba datos como el gasto, observándose que para comunidades de la misma densidad poblacional, los gastos resultaron ser similares.

Para generar esta ecuación, también fue necesario generar una gráfica que describiera el comportamiento de la población respecto de los CVD y en base a este comportamiento, contar con una ecuación que describiera a ambas variables. Por ello, se obtuvo un valor representativo de los CVD para cada localidad aforada.

De acuerdo con la información del Cuadro 7.26 para las comunidades del Chauz, Téjaro, Mariano Escobedo, San Agustín del Pulque y Ucareo, los CVD resultaron muy

parecidos entre ellos, variando en su mayoría por centésimas, por lo que en este caso no se realizó el método centroidal, sino un promedio para obtener el valor de los CVD que describen cada localidad. El resultado de estos se muestra en el Cuadro 7.27.

Cuadro 7.27.- Coeficientes de variación Diaria para cada localidad aforada

Poblaciones	Año Proyectado	Población	Gasto promedio Diario	CVD
El Chauz	2013	2335	2.52	1.15
San Agustín	2011	2011	2.28	1.18
Mariano Escobedo	2011	2011	1.31	1.39
Téjaro	2011	3766	1.61	1.33
Ucareo	2011	2288	3.82	1.19
Chilchota	2010	7673	8.10	1.11
Yurécuaro	2013	2013	37.48	1.01
Indaparapeo	2,011	2011	10.99	1.08
Purépero	2013	14066	2.23	1.35
Angamacutiro	2010	5030	2.92	1.16

Una vez obtenidos los CVD se generó una gráfica de la población contra los CVD como se muestra en la siguiente gráfica.

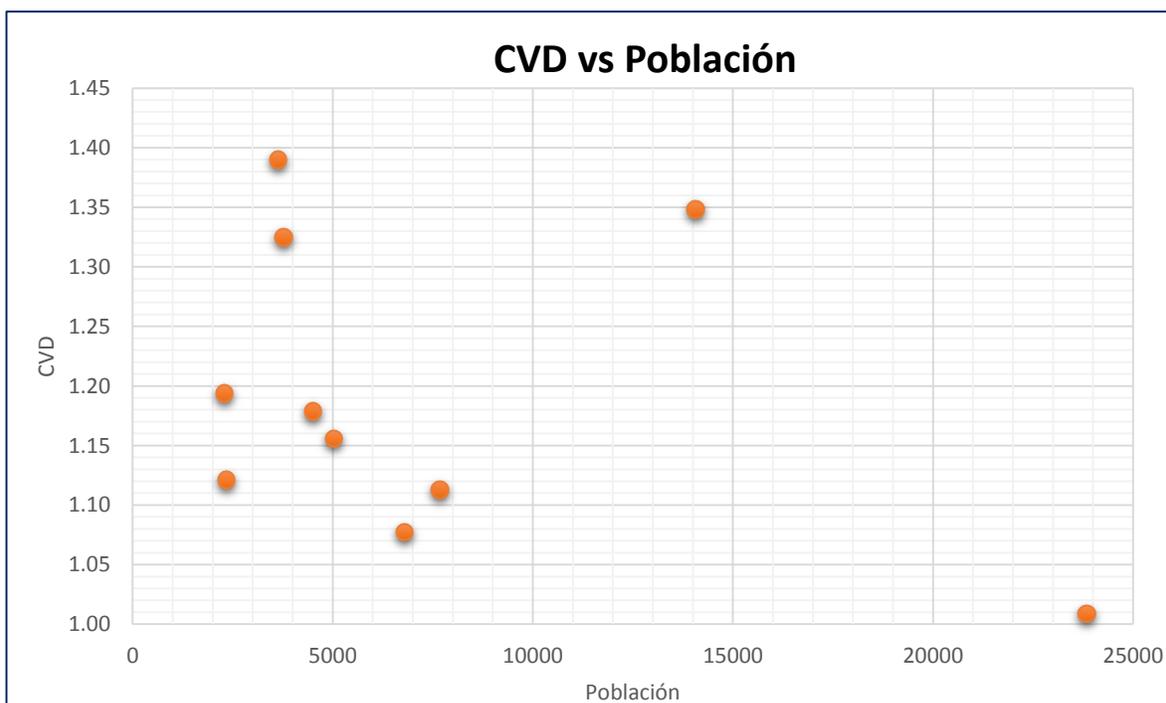


Figura 7.33.- Coeficiente de variación diaria en relación con la población

8.-RESULTADOS

Gracias a la información obtenida se obtuvieron los CVH y CVD en relación con la población y a la gráfica se le aplicó el método de línea de ajuste para obtener la ecuación que mejor se ajustara al comportamiento de los datos obtenidos, por ello se probaron varias líneas de tendencia, entre ellas, la de tendencia lineal, de tendencia exponencial, de tendencia extrapolar lineal, de tendencia logarítmica, de tendencia potencial, de tendencia media móvil, y de tendencia polinómica de grado 2, 3, 4, 5 y 6.

Los resultados obtenidos para la selección de la mejor ecuación de ajuste para los coeficientes de variación horaria son las gráficas que se muestran a continuación.

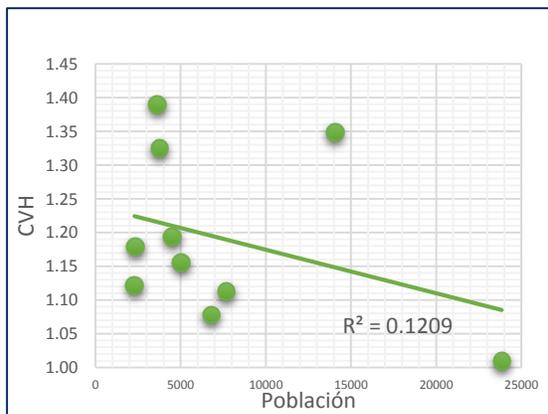


Figura 8.1. Tendencia lineal para el CVH

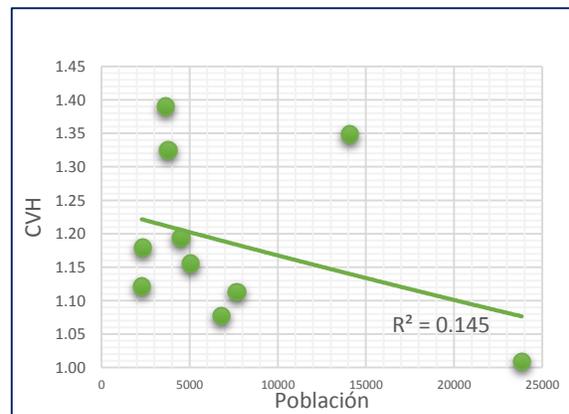


Figura 8.2. Tendencia exponencial para los CVH

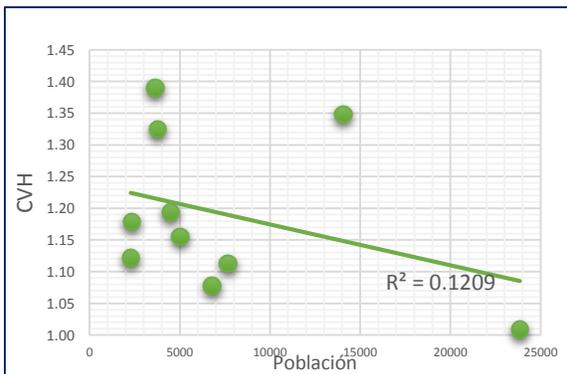


Figura 8.3.- Extrapolar lineal para el CVH

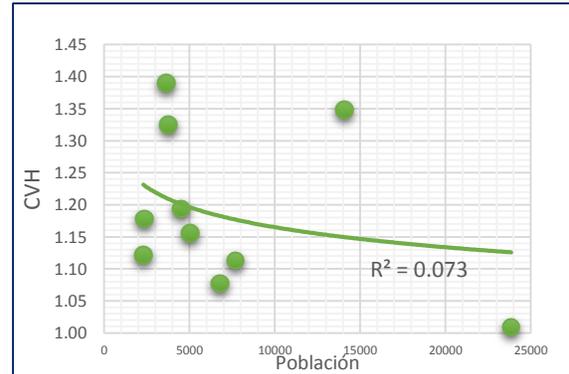


Figura 8.4.- Tendencia logarítmica para los CVH

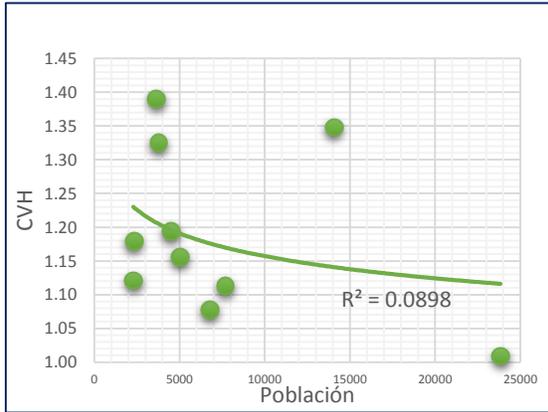


Figura 8.5.- Tendencia potencial para el CVH

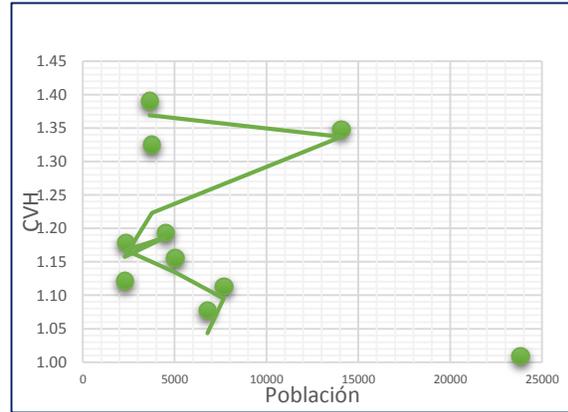


Figura 8.6.- Tendencia móvil para los CVH

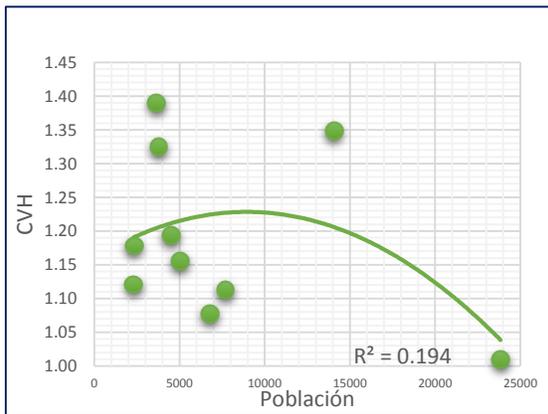


Figura 8.7.- Tendencia polinómica 2° para CVH

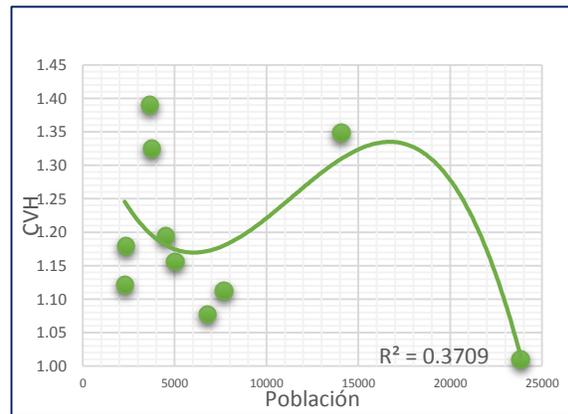


Figura 8.8.- Tendencia polinómica 3° para CVH

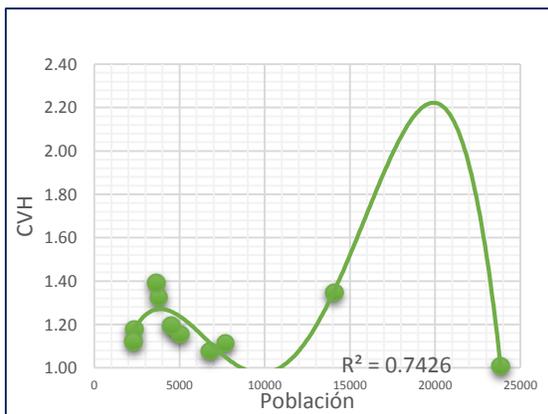


Figura 8.9.- Tendencia polinómica 4° para CVH

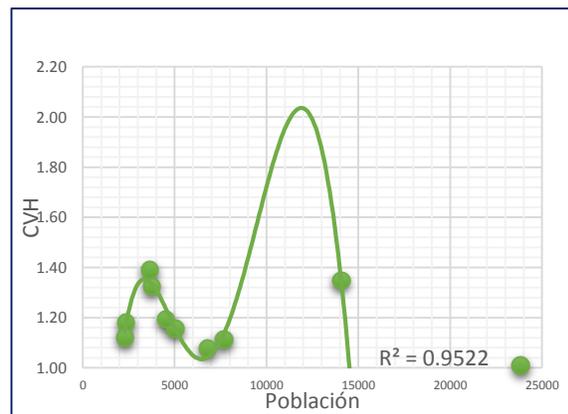


Figura 8.10.- Tendencia polinómica 5° para CVH

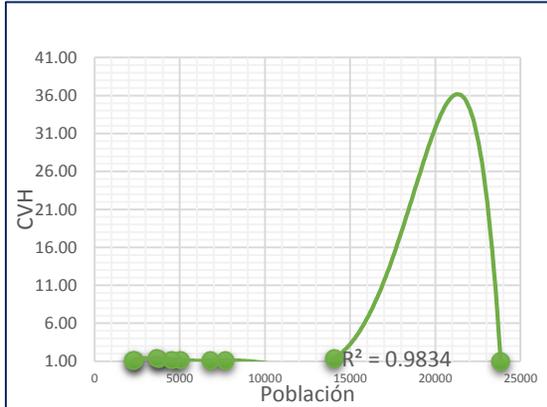


Figura 8.11.- Tendencia polinómica 4° para CVH

En las Figuras 8.1 a 8.11 se muestran las diferentes líneas de tendencia y el porcentaje de ajuste.

La línea que mejor se ajusta es la línea de tendencia polinómica de grado 6 que alcanza un 98% de ajuste (Figura 8.1) y la que menos se ajusta es la función logarítmica (Figura 8.5) con datos del 0.07.

A pesar de que la línea de tendencia polinómica de grado 6 es la de mejor ajuste, se notan ciertas inconsistencias, ya que desciende a valores menores a 1, es decir que determina en ciertos rangos que no hay variación en el flujo de agua residual, por ende, tanto la tendencia polinómica de grado 5 y 6 se descartaron y se seleccionó la línea de tendencia polinómica de grado 4 (Figura 8.9), a la cual se le realizó un ajuste extrapolándola a la coordenada 1.0, es decir, para cero habitantes no existe variación para evitar valores menores a 1 y extrapolando la línea de tendencia para calcular comunidades con números de habitantes de 1 a 1000 habitantes.

La línea de tendencia final, con un ajuste del 73% para los CVH y la ecuación se muestran en la Figura 8.12.

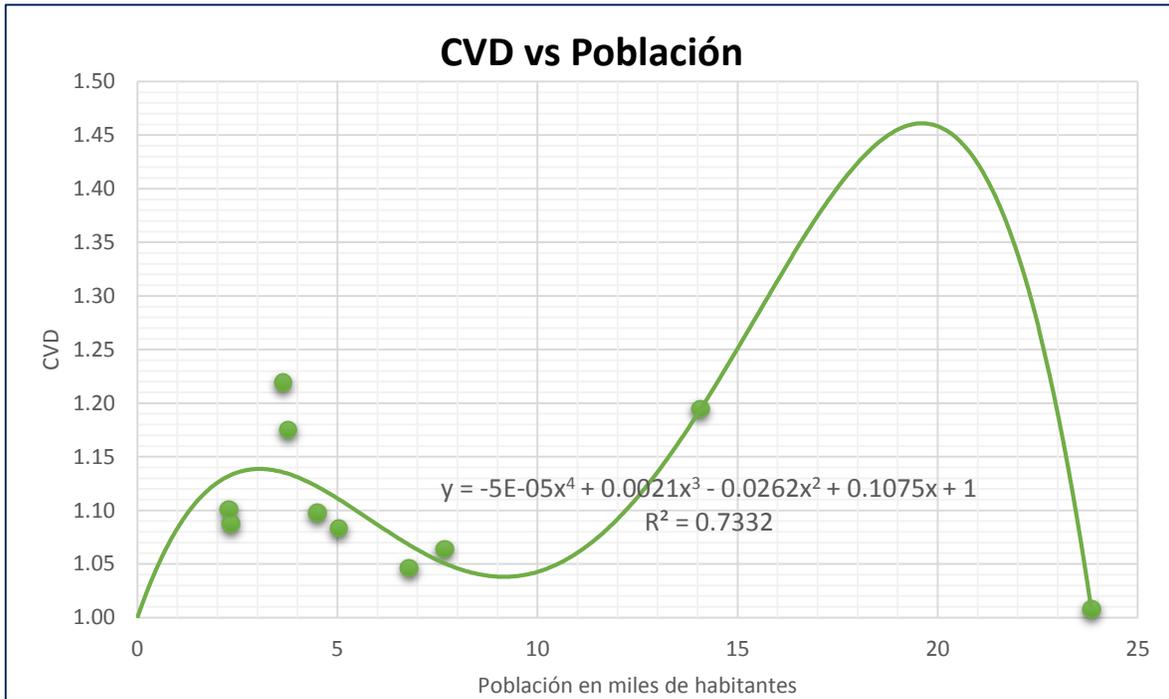


Figura 8.12.- Línea de tendencia polinómica y ecuación característica para los CVH en alcantarillado sanitario.

Para la obtención de la ecuación de los coeficientes de variación diaria en alcantarillado sanitario se utilizó un procedimiento similar, en el cual por medio de una serie de líneas de tendencias se determinó la ecuación que mejor ajustaba a los datos analizados con anterioridad. Las líneas de tendencia utilizadas al igual que en el caso del cálculo de los CVH, fueron las de tendencia lineal, exponencial, extrapolar lineal, logarítmica, potencial, de media móvil, y polinómica de grados 2 al 6, (Figuras 8.13 a 8.23).

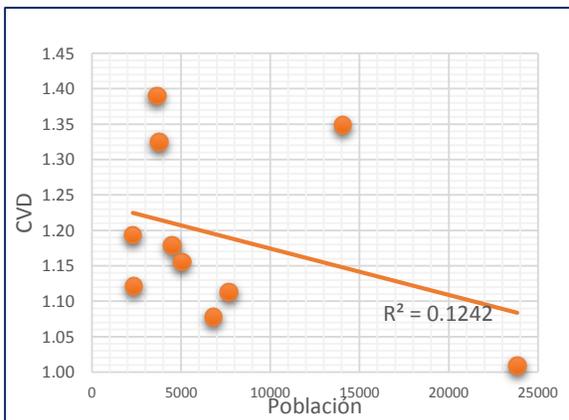


Figura 8.13.- Tendencia Lineal para los CVD

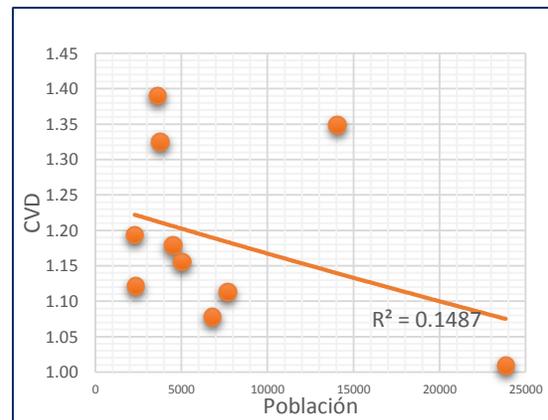


Figura 8.14.- Tendencia Exponencial para CVD

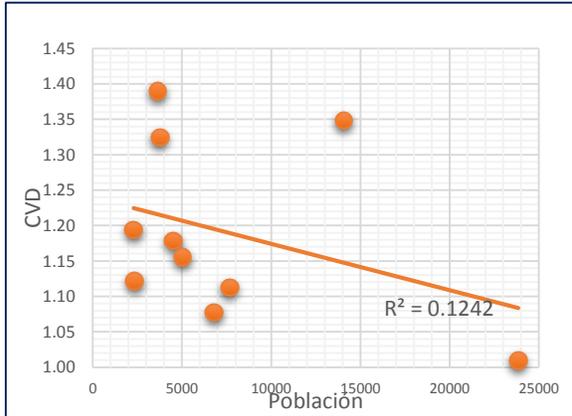


Figura 8.15.- Tendencia Extrapolar Lineal para CVD

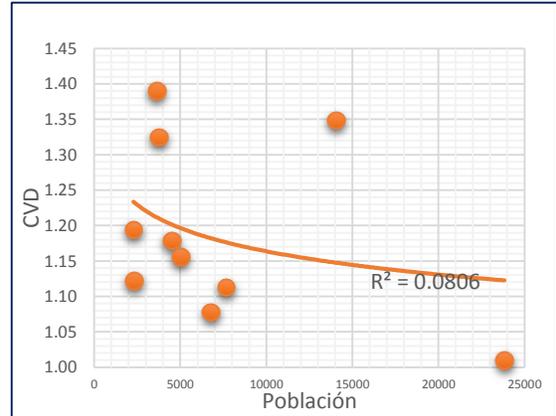


Figura 8.16.- Tendencia Logarítmica para CVD

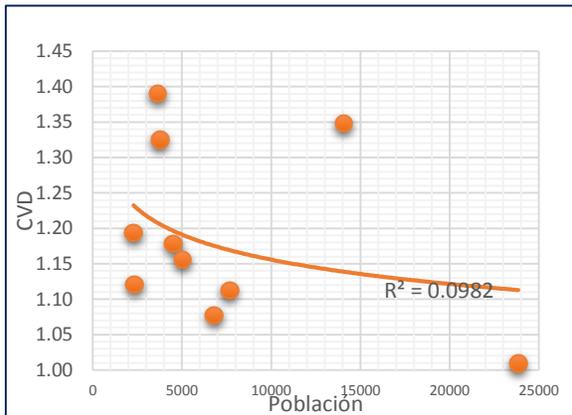


Figura 8.17.- Tendencia Potencial para los CVD

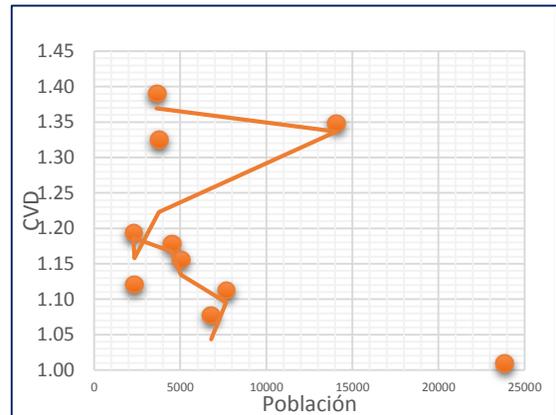


Figura 8.18.- Tendencia Móvil para los CVD

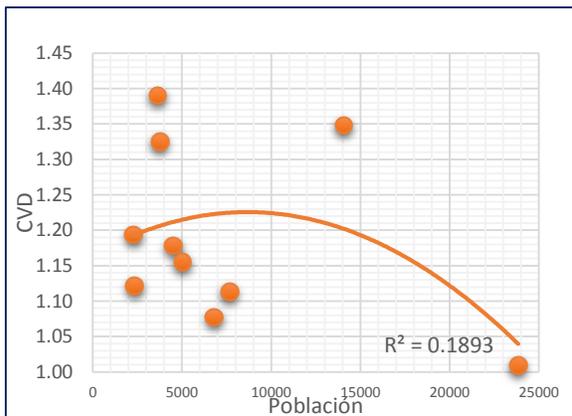


Figura 8.19.- Tendencia Polinómica 2° para CVD

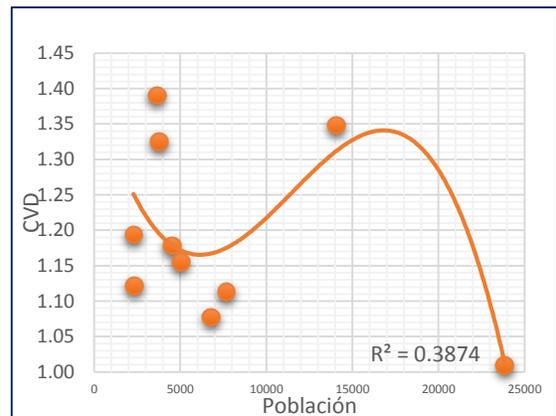


Figura 8.20.- Tendencia Polinómica 3° para CVD

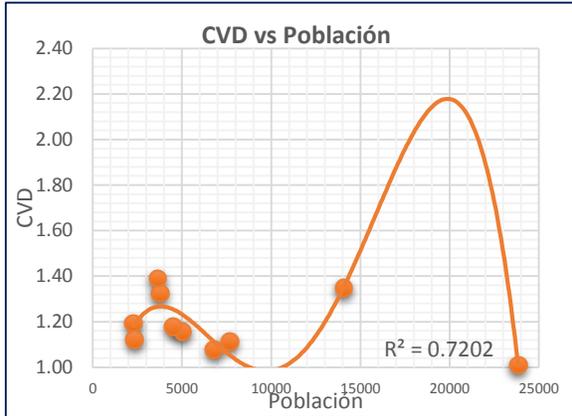


Figura 8.21.- Tendencia Polinómica 4° para CVD

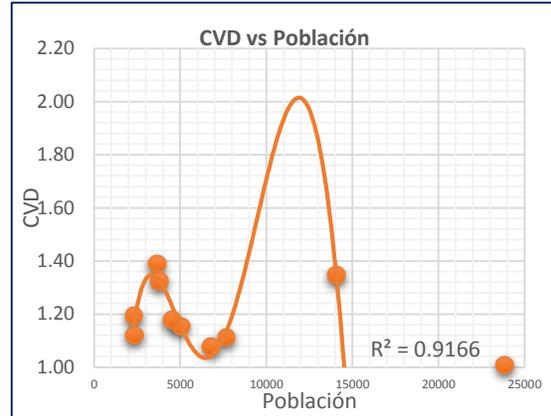


Figura 8.22.- Tendencia Polinómica 5° para CVD

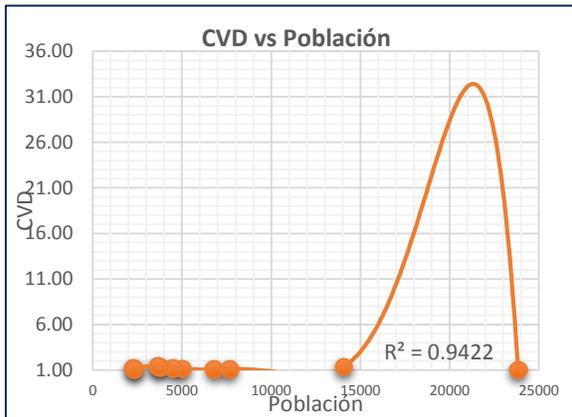


Figura 8.23.- Tendencia Polinómica 6° para CVD

En las Figuras 8.13 a 8.23 se observa que los mejores ajustes se logran con la línea de tendencia logarítmica, seguida de la potencia, y la de mejor ajuste es la polinómica de grado 6 seguida de la polinómica de grado 5, con hasta un 94% y 91% de ajuste. Sin embargo, dado a que estas dos últimas descienden a valores menores a 1, se descartaron y se optó por seleccionar la línea polinómica de grado 4, agregando la coordenada 1.0 para expandir la función y denotar que para cero habitantes no hay variación.

La línea de tendencia final y la ecuación resultante de la misma se muestran en la figura 8.24

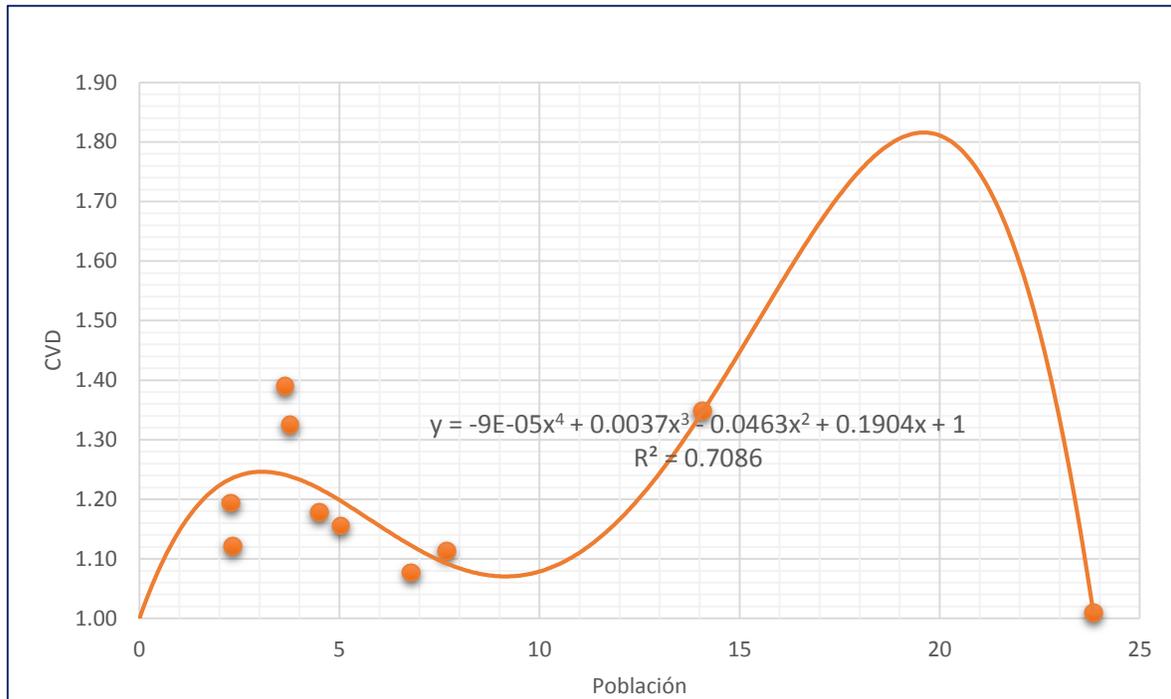


Figura 8.24.- Línea de tendencia de mejor ajuste y ecuación característica para la obtención del CVD.

Las ecuaciones 8.1 y 8.2 son las resultantes para obtener los coeficientes de variación horaria y diaria, respectivamente, en los sistemas de alcantarillado sanitario en base a la población.

$$CVH = -0.00005x^4 + 0.0021x^3 - 0.0262x^2 + 0.1075x + 1 \quad \text{Ecuación 8.1}$$

$$CVD = -0.00009x^4 + 0.0037x^3 - 0.0463x^2 + 0.1904x + 1 \quad \text{Ecuación 8.2}$$

Donde:
 x = a población en miles de habitantes.

Cabe señalar que la variación total o el equivalente al coeficiente Harmon se obtiene mediante el producto de los resultados de estas dos ecuaciones, y se debe tener en cuenta que estas ecuaciones se obtuvieron para el caso de zonas rurales, excluyendo las urbanas.

Finalmente para corroborar que las ecuaciones obtenidas den como resultado los coeficientes adecuados, se realizó una comparativa de las variaciones obtenidas por las ecuaciones y las variaciones reales de diferentes comunidades.

Una de las comunidades para comparar los resultados fue la comunidad de Poturo, Michoacán, la cual se aforó el 17 de mayo del 2014, en un lapso de 24 horas con aforos a cada hora, los resultados obtenidos del aforo se muestran en el Cuadro 8.1.

Cuadro 8.1.- Aforos de la comunidad de Poturo

Hora	Q (L/s)	Hora	Q (L/s)
00:45	0.00	12:45	0.31
01:45	0.00	13:45	0.20
02:45	0.00	14:45	0.67
03:45	0.00	15:45	0.51
04:45	0.00	16:45	0.48
05:45	0.00	17:45	0.60
06:45	0.00	18:45	0.7
07:45	1.11	19:45	0.65
08:45	0.80	20:45	1.18
09:45	1.04	21:45	1.00
10:45	0.77	22:45	0.80
11:45	0.65	23:45	0.00

A esta población se le calculó el gasto medio circulante por la red de alcantarillado sanitario, con este se calcularon los coeficientes de variación de la comunidad de Poturo, en base al gasto medio, y éstas se compararon con el resultado del cálculo de los coeficientes de variación con las Ecuaciones 8.1 y 8.2 propuestas. Los resultados se muestra en el Cuadro 8.2.

Cuadro 8.2.- Comparación de los Coeficientes de variación para la comunidad de Poturo, calculados y reales.

Hora	Q (L/s)	Medio L/s	Variaciones	Variación Máxima	Variación Mínima	Calculo del CVH con la ecuación propuesta	Calculo del CVD con la ecuación propuesta	Varia ción total
00:45	0.00	0.97	0.00					
01:45	0.00	0.97	0.00					
02:45	0.00	0.97	0.00					
03:45	0.00	0.97	0.00					
04:45	0.00	0.97	0.00					
05:45	0.00	0.97	0.00					
06:45	0.00	0.97	0.00					
07:45	1.11	0.97	1.14					
08:45	0.80	0.97	0.82					
09:45	1.04	0.97	1.07					
10:45	0.78	0.97	0.80					
11:45	0.65	0.97	0.67					
12:45	0.31	0.97	0.32	1.22	0.21	1.09	1.16	1.26
13:45	0.20	0.97	0.21					
14:45	0.67	0.97	0.69					
15:45	0.51	0.97	0.53					
16:45	0.48	0.97	0.49					
17:45	0.60	0.97	0.62					
18:45	0.70	0.97	0.72					
19:45	0.65	0.97	0.67					
20:45	1.18	0.97	1.22					
21:45	1.00	0.97	1.03					
22:45	0.81	0.97	0.83					
23:45	0.00	0.97	0.00					

En el Cuadro 8.2 se puede ver que la multiplicación de los CVD y CVH calculados mediante las ecuaciones generadas resultan similares a la variación máxima que se presenta en los sistemas de alcantarillado sanitario en un día dado.

También se generó una comparación de los métodos para el cálculo de las variaciones de flujo de los sistemas de alcantarillado, incluyendo los métodos del coeficiente de Harmon utilizado en México, los de Babbit, de Giffie, de la OPS, de EPM, de la norma boliviana y el propuesto en esta tesis, dando como resultado que

el método más cercano a las condiciones de variación de la localidad de Poturo y es el propuesto en esta tesis.

Cuadro 8.3.- Comparación de los métodos para el cálculo de los Coeficientes de Variación y los obtenidos para la comunidad de Poturo.

Variación Máxima de Poturo	Variación Mínima de Poturo	Variación Final Propuesta en esta tesis	C. Harmon	Babbitt	Giffe	OPS	EPM	Norma Boliviana
1.22	0.21	1.26	3.77	4.74	4.75	3.46	3.78	5.28

En el Cuadro 8.3 se observa que las variaciones calculadas que más se acercan a los coeficientes de variación reales, en el caso de Poturo, es la que se propone en esta tesis.

Otra comunidad analizada para comparar los resultados de variación máxima propuestos en esta tesis, fue la comunidad de Arteaga, Michoacán, la cual se aforó en el 2009.

Cuadro 8.4.- Comparación de los Coeficientes de variación para la comunidad de Arteaga, calculados y reales.

Día Aforado	Q máximo (L/s)	Q medio L/s	Variaciones	Variación Máxima	Variación Mínima	Calculo del CVH con la ecuación propuesta	Calculo del CVD con la ecuación propuesta	Variación Final Propuesta en esta tesis
09-nov-09	11.03	12.00	0.92					
10-nov-09	12.13	12.00	1.01					
11-nov-09	10.98	12.00	0.92	1.14	0.92	1.06	1.07	1.13
12-nov-09	13.63	12.00	1.14					

La comparativa de los valores obtenidos para el cálculo de las variaciones de caudal por los diferentes métodos se muestra en el siguiente cuadro, descartando la

ecuación de Babbit y Giffe ya que para este rango poblacional de la comunidad de Arteaga (10 000 habitantes) no son aplicables sus fórmulas.

Cuadro 8.5.- Comparación de los métodos existentes para el cálculo de los Coeficientes de Variación y los obtenidos para la comunidad de Arteaga.

Variación Máxima de Arteaga	Variación Final Propuesta en esta tesis	C. Harmon	Babbit	Giffe	OPS	EPM	Norma Boliviana
1.14	1.13	2.95	no valido para este rango de población	no valido para este rango de población	2.78	0.59	3.33

Como se muestra en el cuadro anterior, el método que mas se ajusta a las variaciones de caudal en alcantarillado sanitario es el generado en esta tesis, difiriendo in un -1%.

También se analizó la localidad de Huaniqueo, Michoacán, esta localidad fue aforada en el año 2009 y en ese entonces contaba con 2593 habitantes. El resultado del aforo y las variaciones reales se muestran a continuación.

Cuadro 8.6.- Comparación de los Coeficientes de variación para la comunidad de Huaniqueo, calculados y reales.

Hora aforada	Q aforado (L/s)	Qmed L/s	Variaciones	Variación Máxima	Variación Mínima	Calculo del CVH con la ecuación propuesta	Calculo del CVD con la ecuación propuesta	Variación Final Propuesta en esta tesis
01:00.	3.08	5.08	0.61					
05:00	4.32	5.08	0.85					
09:00	4.39	5.08	0.86	1.44	0.61	1.14	1.24	1.413
13:00	7.32	5.08	1.44					
17:00	6.15	5.08	1.21					
21:00	4.98	5.08	0.98					

La comparativa de los valores obtenidos para el cálculo de las variaciones de caudal por los diferentes métodos se muestra en el siguiente cuadro, descartando la ecuación de Babbit ya que para este rango poblacional de la comunidad de Huaniqueo no son aplicables sus fórmulas.

Cuadro 8.7.- Comparación de los métodos existentes para el cálculo de los Coeficientes de Variación y los obtenidos para la comunidad de Huaniqueo.

Variación Máxima	Variación Mínima	Variación Final Propuesta en esta tesis	C. Harmon	Giffe	OPS	EPM	Norma Boliviana
1.44	0.61	1.413	3.50	6.83	3.19	1.124	4.8

En relación a la comunidad de Huaniqueo, el resultado del cálculo de las variaciones propuestas en esta tesis resultó, al igual que para la comunidad de Arteaga y Poturo, las variaciones que mas se asemejan a las variaciones reales de la comunidad de Huaniqueo, sin embargo tiene un margen de error de -2.7% .

9.-DISCUSIÓN

Los valores obtenidos en el cálculo de las variaciones de flujo con los métodos de Harmon, Babbit, Giffe, OPS, EPM y la Norma boliviana, para la localidad de Poturo resultaron ser valores muy altos en comparación con los calculados con las ecuaciones propuestas en esta tesis, sin embargo pese a que la mayoría de los métodos calcularon valores desde 5.28 a 3.77, el más cercano a las características de variación de flujo de la localidad de Poturo es el obtenido por las ecuaciones que se presentan en esta tesis. Caso similar para las comunidades de Arteaga y Huaniqueo, en las cuales el valor de las variaciones de caudal mas acercadas a las condiciones realas son las que se obtienen por la metodología propuesta en esta tesis.

Cabe mencionar que las ecuaciones propuestas pese a que han resultado dar los mejores resultados para la comunidad de Poturo, Arteaga y Huniqueo aún no han sido avaladas, ni normadas por algún organismo.

El análisis de las comunidades utilizadas para la generación de las ecuaciones de los CVD y CVH para alcantarillado sanitario fueron en su mayoría comunidades rurales, a excepción de Yurécuaro y Purépero, que tienen un comportamiento semiurbano, por lo que se propone que las ecuaciones se utilicen para localidades cuyo rango de población sea de 1 a 10 000 habitantes.

Pese a que el comportamiento de zonas rurales se considera, de manera general el mismo, es recomendable hacer un estudio comparativo con comunidades pertenecientes a otras entidades federativas, ya que las ecuaciones de la presente tesis fueron generadas con aforos de comunidades del estado de Michoacán.

Dado que la metodología generada para el calculo de variaciones de caudal en alcantarillado sanitario se obtuvo con datos correspondientes a comunidades rurales, es necesario hacer una revisión de la aplicabilidad de las ecuaciones propuestas en esta tesis respecto a comunidades urbanas.

10.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1). Las redes de alcantarillado sanitario para las zonas rurales, actualmente resultan sobredimensionadas, ya que para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario no se realiza un estudio de consumo-desalojo de agua, sino que se utilizan directamente fórmulas matemáticas que generan valores alejados de las condiciones reales para estas zonas.
- 2). Con la comparación que se realizó de las variaciones de los caudales de agua residual reales para la comunidad de Poturo, Arteaga y Huaniqueo y el cálculo de estas variaciones por medio de las ecuaciones para el coeficiente de variación diaria y el coeficiente de variación horaria desarrolladas en esta tesis, se considera que la metodología propuesta se puede usar para el cálculo de las variaciones de caudal de agua residual para comunidades pequeñas.
- 3). Los resultados obtenidos con la aplicación de las ecuaciones matemáticas para el cálculo de los CVD y CVH que se desarrollaron en esta tesis, generan resultados más apegados a las condiciones reales de desalojo de agua para la comunidad de Poturo, de Arteaga y de Huaniqueo en comparación con las fórmulas del coeficiente Harmon, Babbit Giffe, OPS, EPM y la Norma Boliviana, concluyendo que los resultados proporcionados por las ecuaciones de los CVD y CVH son más precisas para zonas rurales.
- 4). La metodología propuesta para determinar las variaciones de caudal de agua residual es congruente con la metodología para determinar las variaciones de caudal en las redes de abastecimiento de agua potable.
- 5). Con la aplicación de las fórmulas desarrolladas para el cálculo del CVD y CVH, se logrará disminuir el sobredimensionamiento con el que actualmente se diseñan los sistemas de alcantarillado sanitario, reduciendo el costo de los mismos para estructuras como atarjeas, interceptores, colectores, emisores, de los cárcamos de bombeo, y de la infraestructura relativa a las plantas de tratamiento de aguas residuales.

10.1.- Recomendaciones

Se recomienda el uso de las ecuaciones presentes en esta tesis para el cálculo de las variaciones de flujo de agua residual para comunidades en zonas rurales ya que los resultados de la aplicación de estas fórmulas han sido más apegados a las condiciones reales de las variaciones de caudal que las obtenidas por otros métodos existentes.

Es necesario hacer una revisión de la aplicabilidad de las ecuaciones para zonas urbanas, ya que la información base para generar las ecuaciones de los coeficientes de variación, se basa en aforos de comunidades rurales o semi-rurales, por ende es necesario revisar si es factible el uso de esta metodología para zonas urbanas.

Se recomienda utilizar las ecuaciones propuestas en este trabajo, en localidades de hasta un número de habitantes máximo de 10 000 ya que, no obstante que se utilizó una población de 23 habitantes, la mayoría de las poblaciones utilizadas fueron cercanas a los 10 000 habitantes.

11.- BIBLIOGRAFÍA

- Ahumada , G., & Hernández, J. (2003). Estimación de Coeficientes de Demandas de Sistemas de Agua Potable. *AIDIS*, 4.
- Ahumada Theoduloz, G., & Hernández, R. J. (2003). Estimación de Coeficientes de Demanda de Sistemas. *AIDIS*, 4.
- INEGI. (2015). *Foro México* . Obtenido de Foro México: <http://www.foro-mexico.com/>
- Arrocha, R. S. (1977). *Abastecimiento de Agua Potable*. Caracas, Venezuela: Ediciones Vega.
- Audefroy, J. (2011). *Alcantarillado Sanitario como Modelo Global de Construcción de riesgo Local*. Tecamachalco, México: Escuela superior de Ingeniería y Arquitectura, IPN.
- Babbit, E. H., & Baumann, E. (1977). *Alcantarillado y tratamiento de Aguas Negras*. México, D.F.: CECOSA.
- Centro de Estudios en Medio Ambiente. (s.f.). *Aforos de calidad del agua*. comunicación personal.
- Comisión Federal de Electricidad, C. (6 de Agosto de 2012). <http://www.cfe.gob.mx/>. Obtenido de <http://www.cfe.gob.mx/>: http://www.cfe.gob.mx/ConoceCFE/1_AcercadeCFE/CFE_y_la_electricidad_en_Mexico/_layouts/mobile/dispform.aspx?List=4464ce6f-67ad-4144-86f7-0ef65426ecaf&View=fd9ad4cf-fba8-47c7-bc2e-58584c8b4ae0&ID=6
- Comisión Nacional del Agua. (2013). *Estadísticas del Agua en México 2013*. Mexico, D.F.: SEMARNAT.
- Comisión Nacional del Agua, C. (1994). *Datos Básicos, Libro V, 1ra sección, Tema 1, Manual de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario*. México D.F.: Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas.
- Comisión Nacional del Agua, C. (1994). *Lineamientos Técnicos par la elaboración de estudios y proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario*. México,

- D.F.: Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas.
- Comision Nacional del Agua, C. (2008). *Estadísticas del Agua en México*. México: Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, 69-70 p.p.
- Comisión Nacional del Agua, C. (2009). *Situación del subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. México D.F.: Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Empresas Públicas de Medellín, (27 de Septiembre de 2013). *Empresas Públicas de Medellín*. Obtenido de Empresas Públicas de Medellín: http://www.epm.com.co/site/Portals/0/centro_de_documentos/GuiaDisenoHidraulicoRedesAlcantarillado.pdf.
- Fair, G. M., & Geyer, J. (1956). *Water supply and waste water Disposal*. New York, USA: John Wiley and Sons.
- Flinn, A. D., & Weston, C. (1952). *Abastecimiento de agua*. Barcelona, Madrid 594 pp.
- Gobierno Federal. (2011). *Agenda del Agua 2030*. México, D.F.: SEMARNAT.
- Harmon, W. G. (1918). *Forecasting Sewage Discharge at Toledo Under Dry-Water Conditions* (Vol. Vol 80). Toledo, Ohio, USA: Engineering News- Record, Vol. 80, 1233 pp.
- Instituto Mexicano Tecnológico del Agua. (1993). *Estudio de Actualización de Dotaciones del País*. Cuernavaca, Morelos, México: CNA.
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (1990-2010). *Datos poblacionales Históricos*. Mexico, D.F.
- Lenntech. (2008). *Water Treatments Solution*. Obtenido de Water Treatments Solutions : <http://www.lenntech.es/procesos/desinfeccion/historia/historia-tratamiento-agua-potable.htm>
- López, M. J. (2009). *Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para las comunidades de Santa Fe y Capachal Píritu, Estado Anzoátegui*. Venezuela: Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Universidad del Oriente.

- Martín, F. J., & Ruiz, L. (2000). *Fundamentos de Probabilidad*. España: Internacional Thompson.
- Martínez, M., & Mari, M. (S.f.). *Universida Politécnica de Valencia*. Obtenido de <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/7939/La%20distribucion%20Normal.pdf?sequence=3>
- McGhee, J. T. (1999). *Ingeniería Ambiental. Abastecimiento de agua y alcantarillado*. Barcelona España.
- Metcalf, a. E. (1994). *Ingeniería Sanitaria: redes de alcantarillado y bombeo de aguas residuales*. New York, USA.: McGraw-Hill.
- Ministerio de Servicio y Obras Públicas, M. (2004). *Reglamentos de Presentción de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento*. La Paz, Bolivia: Artes Graficas PS' PRINT.
- Ministerio del Agua, Servicios Básicos. (2007). *Norma Boliviana NB688, Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial*. Bolivia: IBNORCA.
- Olivares, R., & Sandoval, R. (2008). *Agua Potable en México*. México, D.F.: Asociación Nacional de empresas de agua y saneamiento de México, A.C.
- Organización Panamericana de la Salud, O. (2005). *Guías de Diseño de Tecnologías de Alcantarillado*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Abastecimiento de Agua.
- Ozorio Sanz, J. F. (2008). *Energía Renovable, Energía Hidroeléctrica*. Zaragoza, España: Servicio de Publicaciones, Universidad de Zaragoza, 13 p.p.
- Rivas, G. M. (1960). *Investigación de consumos de Agua en Poblaciones Urbanas*. Caracas, Venezuela: VII Congreso AIDIS.
- Ruíz, C. R., & García, A. R. (2011). *Apuntes de Alcantarillado Sanitario y Pluvial*. Morelia Michoacán, México: Departamento de Ingeniería Sanitaria, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.
- Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural Pesca y Alimentación . (2011). *Estimación de Demandas de Consumo*. México, D.F. : Subsecretaría del Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos del Desarrollo Rural.
- Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, S. (1982). *Guías de diseño estructural para obras de abastecimiento de agua potable y*

- alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la Republica de México.*
México, D. F.
- Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano del Estado, SIDUE. (2008).
Normas Técnicas para Proyectos de Agua Potable del Estado. Baja
California: Gobierno del Estado .
- Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano del Estado, SIDUE. (2008).
Normas Técnicas para Proyectos de Sistemas de Alcantarillado. Baja
California: Gobierno del Estado de Sonora.
- Sotelo, G. (1977). *Hidráulica General.* México, D.F.: Limusa.
- Spiguiel, M. R., & Stephens, L. J. (2009). *Probabilidad y Estadística.* México: Schuam,
Cuarta Edición.
- Steel, W. E., & McGhee, J. (1979). *Abastecimiento de agua y alcantarillado .*
Barcelona, España.
- Trisolini, G. E. (2009). *Manual de Prpyectos de Agua Potable en poblaciones
Rurales.* Lima, Perú: Fondo Perú-Alemania deuda por el desarrollo.
- Tzintzun, F. H., & Contreras, C. R. (2011). Análisis de los Coeficientes de Variación
Diaria, Horaria y Mensual en el Abastecimiento potable en Localidades
Rurales. (pág. 4). Morelia Michoacán, México: Facultad de Ingeniería Civil
UMSNH, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del IPN.
- Universidad Autónoma de México, UNAM. (1990). *Agua Potable.* México, D.F.:
UNAM.
- Vargas S., A. (1995). *Estadística Descriptiva e Inferencial.* Universidad de Castilla-
La Mancha.

ANEXO

I

Datos originales de las descargas de agua residual.

Concepto	Gastos, Descarga 1, El Chauz						
fecha	04-dic-13	05-dic-13	06-dic-13	07-dic-13	08-dic-13	09-dic-13	10-dic-13
	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo	lunes	martes
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
02:00	0	0	0	0	0	0	0
06:00	0.4	0.4	0.3	0.3	0.5	0.5	0.4
10:00	4.2	4.2	4.3	4.4	4.3	4.4	4.3
14:00	3.4	3.7	3.7	3.6	3.8	3.9	3.8
18:00	2.5	2.7	2.5	3	2.9	2.9	2.4
22:00	2.5	2.7	2.4	2.8	2.9	2.8	3.8

Concepto	Gastos, Descarga 2 El Chauz						
fecha	04-dic-13	05-dic-13	06-dic-13	07-dic-13	08-dic-13	09-dic-13	10-dic-13
	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo	lunes	martes
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
02:30	0	0	0	0	0	0	0
06:30	0.2	0.33	0.41	0.04	0.39	0.41	0.5
10:30	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
14:30	0.6	0.07	0.05	0.1	0.1	0.04	0.1
18:00	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.03	0.3
22:30	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.04	0.09

Concepto	Gastos de desalojo de agua, descarga 1, San Agustín						
fecha	24-ene-11	25-ene-11	26-ene-11	27-ene-11	28-ene-11	29-ene-11	30-ene-11
	lunes	martes	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
00:40	0.30	0.13	0.135	0.14	0.11	0.08	0.19
04:40	0.50	0.26	0.26	0.26	0.195	0.13	0.315
08:40	1.80	1.17	1.185	1.20	1.1	1.00	1.4
12:40	0.31	0.33	0.35	0.325	0.30	0.55	0.80
16:40	0.60	0.6	0.60	0.4	0.20	0.35	0.50
20:40	0.80	0.85	0.90	0.69	0.48	0.84	1.20

Concepto		Gastos de descarga 2 de agua residual, San Agustín						
fecha	24-ene-11	25-ene-11	26-ene-11	27-ene-11	28-ene-11	29-ene-11	30-ene-11	
	lunes	martes	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo	
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	
00:50	0.19	0.19	0.185	0.18	0.165	0.15	0.17	
04:50	0.32	0.32	0.325	0.33	0.33	0.33	0.325	
08:50	4.14	3.38	3.515	3.65	3.525	3.40	3.77	
12:50	1.77	1.785	1.80	1.75	1.70	1.735	1.77	
16:50	1.32	1.27	1.22	1.27	1.32	0.87	0.42	
20:50	1.54	1.52	1.50	1.52	1.54	1.27	1.00	

Concepto		Aforo de descarga No. 1 en Mariano Escobedo						
fecha	24-ene-11	25-ene-11	26-ene-11	27-ene-11	28-ene-11	29-ene-11	30-ene-11	
	lunes	martes	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo	
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	
12:00:00 a. m.	0.31	0.26	0.23	0.20	0.2	0.20	0.255	
04:00:00 a. m.	0.36	0.36	0.36	0.36	0.33	0.30	0.33	
08:00:00 a. m.	1.50	1.10	1.1	1.10	1.125	1.15	1.325	
12:00:00 p. m.	0.48	0.49	0.50	0.55	0.60	0.51	0.42	
04:00:00 p. m.	0.60	0.6	0.60	0.65	0.70	0.62	0.54	
08:00:00 p. m.	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	

Concepto		Aforo de descarga No. 2 en Mariano Escobedo						
fecha	24-ene-11	25-ene-11	26-ene-11	27-ene-11	28-ene-11	29-ene-11	30-ene-11	
	lunes	martes	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo	
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	
12:15:00 a. m.	0.13	0.31	0.295	0.28	0.215	0.15	0.14	
04:15:00 a. m.	0.31	0.31	0.305	0.30	0.35	0.40	0.355	
08:15:00 a. m.	1.17	1.50	1.55	1.60	1.4	1.20	1.185	
12:15:00 p. m.	0.60	0.7	0.80	0.65	0.50	0.49	0.48	
04:15:00 p. m.	0.36	0.38	0.40	0.4	0.40	0.38	0.36	
08:15:00 p. m.	0.48	0.39	0.30	0.45	0.60	0.6	0.60	

Concepto	Gastos de aforo en descarga no. 1 Téjaro						
fecha	08-abr-11	09-abr-11	10-abr-11	11-abr-11	12-abr-11	13-abr-11	14-abr-11
	viernes	sábado	domingo	lunes	martes	miércoles	jueves
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
00:00	0.24	0.22	0.2	0.20	0.2	0.25	0.245
04:00	0.18	0.18	0.17	0.17	0.16	0.16	0.17
08:00	1.42	1.44	1.45	1.41	1.36	1.45	1.435
12:00	0.69	0.68	0.67	0.66	0.65	0.675	0.70
16:00	0.90	0.88	0.86	0.84	0.92	0.915	0.91
20:00	0.48	0.45	0.44	0.42	0.48	0.495	0.51

Concepto	Gastos de descarga 2 en la comunidad de Téjaro						
fecha	08-abr-11	09-abr-11	10-abr-11	11-abr-11	12-abr-11	13-abr-11	14-abr-11
	viernes	sábado	domingo	lunes	martes	miércoles	jueves
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
00:15	0.30	0.30	0.3	0.30	0.35	0.40	0.35
04:15	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25	0.255
08:15	1.38	1.38	1.38	1.32	1.37	1.42	1.4
12:15	0.76	0.7	0.76	0.78	0.80	0.805	0.81
16:15	1.18	1.2	1.14	1.14	1.14	1.145	1.15
20:15	0.65	0.65	0.63	0.64	0.65	0.65	0.65

concepto	Gastos de descarga No. 1 de Ucareo						
fecha	08-abr-11	09-abr-11	10-abr-11	11-abr-11	12-abr-11	13-abr-11	14-abr-11
	viernes	sábado	domingo	lunes	martes	miércoles	jueves
unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
03:30	0.45	0.44	0.42	0.51	0.60	0.32	0.39
07:30	3.82	3.74	3.65	3.73	3.80	4.02	3.92
11:30	3.43	3.62	3.36	3.10	2.96	3.1	3.24
15:30	3.06	3.20	3.05	2.90	2.85	2.885	2.92
19:30	2.21	1.95	2.125	2.30	2.40	2.43	2.46
23:30	0.91	0.8	0.95	1.1	0.95	0.985	1.02

Concepto	Gastos de descarga No. 2 Ucareo						
fecha	08-abr-11	09-abr-11	10-abr-11	11-abr-11	12-abr-11	13-abr-11	14-abr-11
	viernes	sábado	domingo	lunes	martes	miércoles	jueves
Unidad	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
03:45	0.2	0.21	0.22	0.26	0.3	0.15	0.175
07:45	1.45	1.64	1.82	1.71	1.6	1.70	1.575
11:45	1.78	1.7	1.76	1.82	1.75	1.80	1.85
15:45	1.45	1.55	1.475	1.40	1.12	1.24	1.35
19:45	1.55	1.4	1.525	1.65	1.46	1.58	1.70
23:45	0.69	0.72	0.76	0.8	0.70	0.68	0.65

Población:		Chilchota, Michoacán								
	unidad	Hora de muestreo						Qp	Qmax	Qmin
Gasto descarga 1, en Tranquilo		13:00	17:00	21:00	01:00	05:00	09:00			
	L/s	5.07	4.23	3.42	3.26	2.31	4.56	3.808	5.070	2.310
		Hora de muestreo								
Gasto descarga 2, en Acachuen		13:10	17:10	21:10	01:10	05:10	09:10			
	L/s	2.07	1.63	1.23	0.76	1.12	2.33	1.523	2.330	0.760
		Hora de muestreo								
Gasto descarga 3, en Clínica del ISSSTE		13:20	17:20	21:20	01:20	05:20	09:20			
	L/s	0.98	0.87	0.51	0.32	0.81	1.05	0.757	1.050	0.320
		Hora de muestreo								
Gasto descarga 4, Clínica del ISSSTE en el puente	L/s	13:30	17:30	21:30	01:30	05:30	09:30			
		0.48	0.39	0.18	0.08	0.26	1.04	0.405	0.100	1.040
		Hora de muestreo								
Gasto descarga 5, en Huertas de Zarzamora	L/s	13:40	17:40	21:40	01:40	05:40	09:40			
		27.94	19.2	6.99	5.99	10.27	19.2	14.932	5.990	27.940
		Hora de muestreo								
Gasto descarga 6, en colonia Chapala	L/s	13:50	17:50	21:50	01:50	05:50	09:50			
		1.88	1.96	1.42	0.96	1.77	2.03	1.670	0.960	2.030

Descargas de		Yurecuaro					
Descarga 1		Descarga 2		Descarga 3		Descarga 4	
Hora	Q (L/s)	Hora	Q (L/s)	Hora	Q (L/s)	Hora	Q (L/s)
1:15	22.74	1:45	0.47	2:15	1.04	2:45	0.04
5:15	2.62	5:45	0.09	6:15	0.23	6:45	0.17
9:15	22.74	9:45	1.29	10:15	5.12	10:45	0.34
12:30	42.80	13:00	2.62	13:30	6.41	14:00	0.50
16:30	36.30	17:00	2.62	17:30	5.75	18:00	0.73
20:30	40.28	21:00	1.57	21:30	5.75	22:00	0.98

31 de Marzo 2010

Descarga 1		Descarga 2		Descarga 3		Descarga 4	
Hora	Q (L/s)						
0:30	12.98	1:00	0.47	1:30	0.82	2:00	0.03
4:30	1.29	5:00	0.23	5:30	1.29	6:00	0.14
8:30	40.28	9:00	1.29	9:30	5.75	10:00	0.30
13:15	53.76	13:45	1.29	14:15	6.41	14:45	0.54
17:15	56.74	17:45	1.29	18:15	5.75	18:45	0.77
21:15	50.41	21:45	1.57	22:15	5.75	22:45	1.03

Población:		Purépero									
unidad		Hora de muestreo						Qp	Qmax	Qmin	
Gasto descarga 1,	l/s	15:00	19:00	23:00	03:00	07:00	11:00	0.270	0.410	0.110	
		0.36	0.31	0.13	0.11	0.3	0.41				
		Hora de muestreo									
Gasto descarga 2,	l/s	15:30	19:30	23:30	03:30	07:30	11:30	0.972	1.410	0.310	
		1.32	1.41	0.76	0.31	0.91	1.12				
		Hora de muestreo									
Gasto de descarga 3,	l/s	15:45	19:45	23:45	03:45	07:45	11:45	1.033	1.500	0.500	
		1.50	1.20	1.00	0.50	0.80	1.20				

Descargas de Indaparapeo

Descarga No. 1 "El Chupadero"

fecha	GASTO Litros/seg y hora del aforo						Mínimo	Máximo	Promedio
	10:30	14:30	18:30	22:30	02:30	06:30			
18-26 junio	5.99	3.29	3.62	1.17	0.22	6.54	0.22	6.54	3.47

Descarga No. 2 "El Moral"

fecha	GASTO Litros/seg y hora del aforo						Mínimo	Máximo	Promedio
	10:35	14:35	18:35	22:35	02:35	06:35			
18-26 junio	2.83	1.02	1.54	0.31	2.32	3.03	0.31	3.03	1.84

Descarga No. 3 "Col. Lázaro Cárdenas"

fecha	GASTO Litros/seg y hora del aforo						Mínimo	Máximo	Promedio
	10:45	14:45	18:45	22:45	02:45	06:45			
18-26 junio	1.31	2.14	1.39	0.97	0.38	0.43	0.43	2.14	1.1

Descarga No. 4 "Col Centro"

fecha	GASTO Litros/seg y hora del aforo						Mínimo	Máximo	Promedio
	10:50	14:50	18:50	22:50	02:50	06:50			
18-26 junio	6.8	6.21	4.88	1.9	1.88	3.92	1.88	6.8	4.26

Población: Angamacutiro, Michoacán

unidad	Hora de muestreo						Qp	Qmax	Qmin
	12:00	16:00	20:00	00:00	04:00	08:00			
Gasto de L/s descarga 1	3.137	1.487	0.933	0.195	0.03	1.378	1.193	3.137	0.030
	Hora de muestreo								
	12:20	16:20	20:20	00:20	04:20	08:00			
Gasto de L/s descarga 2	1.166	0.188	0.03	0.012	0.324	0.516	0.373	1.166	0.012
	Hora de muestreo								
	12:50	16:50	20:50	00:50	04:50	08:50			
Gasto de L/s descarga 3	1.926	1.52	1.169	0.875	1.011	1.755	1.376	1.926	0.875

ANEXO

II

Distribución Normal El Chauz

04-dic-13	CVH	05-dic-13	CVH	06-dic-13	CVH	07-dic-13	CVH	08-dic-13	CVH	09-dic-13	CVH	10-dic-13	CVH
Q (L/s)	miércoles	Q (L/s)	jueves	Q (L/s)	viernes	Q (L/s)	sábado	Q (L/s)	domingo	Q (L/s)	lunes	Q (L/s)	martes
0.00	1.09	0.00	1.09	0.00	1.09	0.00	1.09	0.00	1.08	0.00	1.08	0.00	1.08
0.75	1.14	0.69	1.14	0.66	1.14	0.34	1.11	0.84	1.14	0.86	1.14	0.84	1.13
2.62	1.22	2.82	1.22	2.52	1.22	2.92	1.21	3.02	1.22	2.84	1.22	2.68	1.21
2.84	1.22	2.97	1.22	2.77	1.22	3.28	1.19	3.18	1.21	2.93	1.22	3.92	1.17
3.96	1.16	3.80	1.17	3.78	1.17	3.73	1.17	3.93	1.17	3.97	1.16	3.93	1.17
4.51	1.11	4.50	1.12	4.61	1.10	4.67	1.11	4.61	1.12	4.71	1.11	4.63	1.12

Distribución Chi El Chauz

04-dic-13	CVH	05-dic-13	CVH	06-dic-13	CVH	07-dic-13	CVH	08-dic-13	CVH	09-dic-13	CVH	10-dic-13	CVH
Q (L/s)	miércoles	Q (L/s)	jueves	Q (L/s)	viernes	Q (L/s)	sábado	Q (L/s)	domingo	Q (L/s)	lunes	Q (L/s)	martes
0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00
0.75	1.06	0.69	1.05	0.66	1.05	0.34	1.02	0.84	1.07	0.86	1.07	0.84	1.07
2.62	1.15	2.82	1.15	2.52	1.15	2.92	1.15	3.02	1.15	2.84	1.15	2.68	1.15
2.84	1.15	2.97	1.15	2.77	1.15	3.28	1.15	3.18	1.15	2.93	1.15	3.92	1.15
3.96	1.14	3.80	1.15	3.78	1.15	3.73	1.15	3.93	1.15	3.97	1.14	3.93	1.15
4.51	1.13	4.50	1.13	4.61	1.13	4.67	1.13	4.61	1.13	4.71	1.13	4.63	1.13

Distribución T de Student El Chauz													
04- dic- 13	CVH	05- dic- 13	CVH	06- dic- 13	CVH	07- dic- 13	CVH	08- dic- 13	CVH	09- dic- 13	CVH	10- dic- 13	CVH
Q (L/s)	miércoles	Q (L/s)	jueves	Q (L/s)	viernes	Q (L/s)	sábado	Q (L/s)	domingo	Q (L/s)	lunes	Q (L/s)	martes
0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	2.00
0.75	1.49	0.69	1.52	0.66	1.54	0.34	1.75	0.84	1.44	0.86	1.43	0.84	1.44
2.62	1.05	2.82	1.04	2.52	1.05	2.92	1.03	3.02	1.03	2.84	1.04	2.68	1.04
2.84	1.04	2.97	1.03	2.77	1.04	3.28	1.02	3.18	1.02	2.93	1.03	3.92	1.01
3.96	1.01	3.80	1.01	3.78	1.01	3.73	1.01	3.93	1.01	3.97	1.01	3.93	1.01
4.51	1.01	4.50	1.01	4.61	1.01	4.67	1.01	4.61	1.01	4.71	1.01	4.63	1.01

Distribución Normal Mariano Escobedo													
Lunes Q(L/s)	CVH	Martes Q(L/s)	CVH	Miércoles Q(L/s)	CVH	Jueves Q(L/s)	CVH	viernes Q(L/s)	CVH	Sábado Q(L/s)	CVH	Domingo Q(L/s)	CVH
0.429	1.271	0.570	1.326	0.524	1.300	0.479	1.275	0.407	1.243	0.334	1.225	0.382	1.270
0.616	1.340	0.596	1.336	0.587	1.323	0.579	1.310	0.614	1.333	0.650	1.388	0.633	1.373
0.953	1.446	0.979	1.465	1.006	1.456	1.047	1.451	1.088	1.509	0.986	1.543	0.885	1.463
1.095	1.476	1.119	1.494	1.036	1.462	1.177	1.472	1.106	1.513	1.007	1.550	0.908	1.470
1.203	1.489	1.210	1.504	1.325	1.494	1.216	1.477	1.318	1.539	1.316	1.593	1.315	1.521
2.706	1.112	2.650	1.118	2.697	1.118	2.759	1.114	2.581	1.132	2.394	1.146	2.554	1.124

Distribución Chi Cuadrado Mariano Escobedo													
Lunes Q(L/s)	CVH	Martes Q(L/s)	CVH	Miercoles Q(L/s)	CVH	Jueves Q(L/s)	CVH	viernes Q(L/s)	CVH	Sabado Q(L/s)	CVH	Domingo Q(L/s)	CVH
0.429	1.030	0.570	1.043	0.524	1.039	0.479	1.035	0.407	1.028	0.334	1.022	0.382	1.026
0.616	1.047	0.596	1.045	0.587	1.045	0.579	1.044	0.614	1.047	0.650	1.050	0.633	1.049
0.953	1.077	0.979	1.079	1.006	1.081	1.047	1.084	1.088	1.088	0.986	1.080	0.885	1.071
1.095	1.088	1.119	1.090	1.036	1.084	1.177	1.094	1.106	1.089	1.007	1.081	0.908	1.073
1.203	1.096	1.210	1.097	1.325	1.105	1.216	1.097	1.318	1.104	1.316	1.104	1.315	1.104
2.706	1.153	2.650	1.152	2.697	1.153	2.759	1.153	2.581	1.152	2.394	1.149	2.554	1.151

Distribución t student Mariano Escobedo													
Lunes	CVH	Martes	CVH	Miércoles	CVH	Jueves	CVH	viernes	CVH	Sábado	CVH	Domingo	CVH
Q(L/s)		Q(L/s)		Q(L/s)		Q(L/s)		Q(L/s)		Q(L/s)		Q(L/s)	
0.429	1.686	0.570	1.593	0.524	1.622	0.479	1.652	0.407	1.701	0.334	1.752	0.382	1.718
0.616	1.565	0.596	1.577	0.587	1.583	0.579	1.588	0.614	1.566	0.650	1.544	0.633	1.554
0.953	1.385	0.979	1.372	1.006	1.360	1.047	1.343	1.088	1.326	0.986	1.369	0.885	1.417
1.095	1.323	1.119	1.314	1.036	1.348	1.177	1.292	1.106	1.319	1.007	1.360	0.908	1.406
1.203	1.283	1.210	1.280	1.325	1.242	1.216	1.278	1.318	1.245	1.316	1.245	1.315	1.246
2.706	1.042	2.650	1.045	2.697	1.043	2.759	1.040	2.581	1.049	2.394	1.062	2.554	1.051

Distribución Normal de Téjaro de los Izquierdos													
viernes	CVH	Sábado	CVH	domingo	CVH	lunes	CVH	martes	CVH	miércoles	CVH	jueves	CVH
Q (L/s)		Q (L/s)		Q (L/s)		Q (L/s)		Q (L/s)		Q (L/s)		Q (L/s)	
0.37	1.17	0.36	1.17	0.35	1.17	0.35	1.17	0.34	1.16	0.34	1.14	0.35	1.15
0.54	1.22	0.52	1.22	0.50	1.22	0.50	1.22	0.56	1.22	0.66	1.24	0.60	1.22
1.16	1.40	1.13	1.39	1.10	1.38	1.09	1.40	1.16	1.41	1.18	1.39	1.19	1.40
1.42	1.44	1.35	1.42	1.41	1.43	1.42	1.45	1.43	1.46	1.46	1.45	1.49	1.45
2.10	1.39	2.11	1.37	2.03	1.39	2.01	1.40	2.09	1.40	2.09	1.41	2.09	1.40
2.84	1.17	2.86	1.17	2.87	1.16	2.76	1.18	2.77	1.18	2.91	1.16	2.87	1.17

Distribución chi de Téjaro de los Izquierdos

viernes Q (L/s)	CVH	Sábado Q (L/s)	CVH	domingo Q (L/s)	CVH	lunes Q (L/s)	CVH	martes Q (L/s)	CVH	miércoles Q (L/s)	CVH	jueves Q (L/s)	CVH
0.37	1.02	0.36	1.02	0.35	1.02	0.35	1.02	0.34	1.02	0.34	1.02	0.35	1.02
0.54	1.04	0.52	1.04	0.50	1.04	0.50	1.04	0.56	1.04	0.66	1.05	0.60	1.05
1.16	1.09	1.13	1.09	1.10	1.09	1.09	1.09	1.16	1.09	1.18	1.09	1.19	1.10
1.42	1.11	1.35	1.11	1.41	1.11	1.42	1.11	1.43	1.11	1.46	1.11	1.49	1.11
2.10	1.14	2.11	1.14	2.03	1.14	2.01	1.14	2.09	1.14	2.09	1.14	2.09	1.14
2.84	1.15	2.86	1.15	2.87	1.15	2.76	1.15	2.77	1.15	2.91	1.15	2.87	1.15

Distribución t student de Téjaro de los Izquierdos

viernes Q (L/s)	CVH	Sábado Q (L/s)	CVH	domingo Q (L/s)	CVH	lunes Q (L/s)	CVH	martes Q (L/s)	CVH	miércoles Q (L/s)	CVH	jueves Q (L/s)	CVH
0.37	1.73	0.36	1.73	0.35	1.74	0.35	1.74	0.34	1.75	0.34	1.75	0.35	1.74
0.54	1.61	0.52	1.62	0.50	1.64	0.50	1.64	0.56	1.60	0.66	1.54	0.60	1.57
1.16	1.30	1.13	1.31	1.10	1.32	1.09	1.32	1.16	1.30	1.18	1.29	1.19	1.29
1.42	1.22	1.35	1.24	1.41	1.22	1.42	1.22	1.43	1.21	1.46	1.20	1.49	1.20
2.10	1.09	2.11	1.09	2.03	1.10	2.01	1.10	2.09	1.09	2.09	1.09	2.09	1.09
2.84	1.04	2.86	1.04	2.87	1.04	2.76	1.04	2.77	1.04	2.91	1.03	2.87	1.03

Distribución Normal para Ucareo

viernes Q (L/s)	CVH	Sábado Q (L/s)	CVH	domingo Q (L/s)	CVH	lunes Q (L/s)	CVH	martes Q (L/s)	CVH	miercoles Q (L/s)	CVH	jueves Q (L/s)	CVH
0.57	1.02	0.56	1.02	0.54	1.01	0.68	1.01	0.82	1.02	0.37	1.01	0.35	1.12
1.65	1.07	1.56	1.07	1.76	1.08	1.95	1.08	1.70	1.08	1.72	1.07	0.50	1.13
3.81	1.26	3.39	1.23	3.70	1.26	4.00	1.30	3.91	1.29	4.07	1.27	0.90	1.16
4.50	1.26	4.76	1.23	4.52	1.26	4.28	1.30	3.95	1.29	4.10	1.27	2.18	1.21
5.23	1.20	5.33	1.18	5.14	1.21	4.95	1.25	4.75	1.24	4.94	1.23	2.63	1.21
5.25	1.20	5.37	1.18	5.47	1.18	5.43	1.19	5.39	1.17	5.71	1.15	5.25	1.06

distribución chi para Ucareo

viernes Q (L/s)	CVH	Sábado Q (L/s)	CVH	domingo Q (L/s)	CVH	lunes Q (L/s)	CVH	martes Q (L/s)	CVH	miércoles Q (L/s)	CVH	jueves Q (L/s)	CVH
0.57	1.04	0.56	1.04	0.54	1.04	0.68	1.05	0.82	1.07	0.37	1.03	0.35	1.02
1.65	1.12	1.56	1.12	1.76	1.13	1.95	1.14	1.70	1.13	1.72	1.13	0.50	1.04
3.81	1.15	3.39	1.15	3.70	1.15	4.00	1.14	3.91	1.15	4.07	1.14	0.90	1.07
4.50	1.13	4.76	1.13	4.52	1.13	4.28	1.14	3.95	1.14	4.10	1.14	2.18	1.14
5.23	1.12	5.33	1.11	5.14	1.12	4.95	1.12	4.75	1.13	4.94	1.12	2.63	1.15
5.25	1.12	5.37	1.11	5.47	1.11	5.43	1.11	5.39	1.11	5.71	1.10	5.25	1.12

Distribución t student para Ucareo

viernes Q (L/s)	CVH	Sábado Q (L/s)	CVH	domingo Q (L/s)	CVH	lunes Q (L/s)	CVH	martes Q (L/s)	CVH	miércoles Q (L/s)	CVH	jueves Q (L/s)	CVH
0.57	1.59	0.56	1.60	0.54	1.61	0.68	1.53	0.82	1.45	0.37	1.72	0.35	1.74
1.65	1.16	1.56	1.18	1.76	1.14	1.95	1.11	1.70	1.15	1.72	1.15	0.50	1.64
3.81	1.01	3.39	1.02	3.70	1.01	4.00	1.01	3.91	1.01	4.07	1.01	0.90	1.41
4.50	1.01	4.76	1.01	4.52	1.01	4.28	1.01	3.95	1.01	4.10	1.01	2.18	1.08
5.23	1.00	5.33	1.00	5.14	1.00	4.95	1.00	4.75	1.01	4.94	1.00	2.63	1.05
5.25	1.00	5.37	1.00	5.47	1.00	5.43	1.00	5.39	1.00	5.71	1.00	5.25	1.00

Distribuciones para la comunidad de Chilchota			
Gato L/s	Distr. Normal	Distr. Chi	Distr. T de Student
5.13	1.08	1.12	1.00
6.02	1.11	1.10	1.00
6.95	1.15	1.08	1.00
9.10	1.15	1.04	1.00
10.60	1.10	1.02	1.00
10.79	1.09	1.02	1.00

Distribuciones para la comunidad de Yurécuaro día Sábado			
Gasto L/s	Distribución normal	Distr. Chi	Distr. T de Student
3.30	1.01	1.15	1.02
24.50	1.02	1.00	1.00
28.01	1.02	1.00	1.00
45.39	1.02	1.00	1.00
48.58	1.02	1.00	1.00
51.67	1.01	1.00	1.00

Distribuciones para la comunidad de de Yurécuaro Día Domingo			
Gasto L/s	Distribución normal	Distr. Chi	Distr. T de Student
2.81	1.01	1.15	1.04
14.19	1.01	1.01	1.00
46.31	1.02	1.00	1.00
58.63	1.01	1.00	1.00
61.79	1.01	1.00	1.00
64.63	1.01	1.00	1.00

Distribuciones de la comunidad de Purépero			
Q (L/s)	Distr. Normal	Distr. Chi	Distr. T
0.79	1.09	1.06	1.47
1.88	1.46	1.13	1.12
2.01	1.49	1.14	1.10
2.63	1.45	1.15	1.05
2.97	1.33	1.15	1.03
3.10	1.27	1.15	1.03

Distribuciones para Indaparapeo			
Q (l/s)	Distr. Normal	Distr. Chi	Distr. T
7.65	1.07	1.06	1.00
9.50	1.10	1.03	1.00
15.21	1.06	1.00	1.00
14.47	1.07	1.01	1.00
12.19	1.11	1.01	1.00
6.90	1.06	1.08	1.00

Distribuciones de la comunidad de Amangacutiro			
Q (L/s)	Distr. Normal	Distr. Chi	Distr. T
1.04	1.13	1.08	1.35
1.31	1.15	1.10	1.25
2.22	1.20	1.14	1.08
3.36	1.21	1.15	1.02
3.48	1.20	1.15	1.02
6.14	1.05	1.09	1.00