



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



Facultad de Ingeniería Civil

Obras de control de avenidas para la protección de la zona
agrícola poniente al lago de Cuitzeo

Tesis

Presenta

Daniel Federico Martínez Rubio

Para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

Asesor

Constantino Domínguez Sánchez

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Morelia, Michoacán, Febrero de 2018

Agradecimientos:

A mis padres

Agustín y Nora, sin ellos no hubiera podido lograr nada, no solo me dieron la vida, me criaron, apoyaron e hicieron todo lo posible por que no me faltara nada, no hay forma de agradecerles todo lo que hicieron por mí. Sus consejos, regaños, defectos y virtudes son lo que me hicieron hoy como soy, y no cambiaría eso ni a ellos por nada del mundo.

A mi familia

A mis abuelitos, tíos, tías, primos, primas, hermanos, a toda mi familia en general, algunos que tengo el gusto de ver diario, otros más que veo casi cada vacaciones, y otros más que ya no están con nosotros pero los recuerdo con felicidad todos los días.

A todos ellos que tuve la fortuna de que fueran mi familia, los quiero mucho y gracias por todo.

A mis maestros

Sin los maestros y sin sus conocimientos nunca hubiera conseguido lo que he logrado, muchas gracias a todos ellos por compartir su conocimiento y experiencia conmigo.

A mis amigos

Sin ellos no hubiera podido graduarme, ya que me ayudaron a soportar las largas horas de clase, me pasaron apuntes cuando llegaba tarde, “estudiábamos” en equipo para un examen que nadie entendía, las des estresadas en “La conquista” y todos esos momentos que pasamos juntos hicieron que la universidad fuera una gran etapa de mi vida.

También quiero agradecer a mis amigos de la prepa, del equipo de Basquetbol, de la facultad, de la prepa, del laboratorio y en general a todos ellos que hicieron de mi vida un poco menos aburrida. Muchas gracias a todos.

Al laboratorio

Gracias al laboratorio de hidráulica a la doctora Sonia, al doctor benjamín y al doctor Constantino que fue mi asesor de tesis, también agradezco al servicio social que me apoyo durante la realización de este trabajo.

A mi novia:

María Reyna agradecerle por estar conmigo momentos buenos y malos, apoyarme, por compartir logros, fracasos, apuntes, tareas, comida, ser mi compañera de viajes, en fin por todo muchas gracias, te quiero mucho.

Índice

1. Resumen.....	10
2. Introducción	12
2.1. Antecedentes	12
2.2. Problemática	13
2.3. Justificación	14
3. Características del municipio	14
3.1. Ubicación geográfica	14
3.2. Estructura política	16
3.3. Topografía	17
3.4. Clima.....	17
3.5. Geología y edafología.....	18
3.6. Uso de suelo	19
3.7. Hidrografía y orografía	21
3.8. Flora.....	22
3.9. Fauna.....	23
3.10. Ambiente socioeconómico.....	24
4. Objetivos	24
4.1. Objetivo general.....	24
4.2. Objetivos específicos.....	25
5. Descripción de la metodología.....	25
6. Estudio hidrológico.....	25
6.1. Objetivo.....	25
6.2. Información requerida	26
6.3. CARACTERISTICAS DE LA CUENCA.....	26
6.3.1. Área, perímetro y centroide.....	26
6.3.2. Corriente principal.....	28
6.4. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO Y NUMERO DE ESCURRIMIENTO.....	31
6.4.1. Coeficiente de escurrimiento.....	32
6.4.2. Numero de escurrimiento	35
6.5. ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS DE PRECIPITACION.....	39
6.5.1. Selección de estaciones.....	39

6.5.2.	Consistencia y Homogeneidad de los datos precipitaciones	42
6.5.3.	Llenado de datos faltantes	50
6.6.	Precipitación media de la cuenca.....	54
6.6.1.	Promedio aritmético	55
6.6.2.	Polígonos de Thiessen	55
6.6.3.	Isoyetas.....	56
6.7.	Análisis probabilístico.....	58
6.7.1.	Periodo de retorno.....	58
6.7.2.	Funciones de distribución	59
6.7.3.	Función que mejor ajusta.....	71
6.8.	Curvas idT.....	73
6.9.	Lluvia de diseño.....	77
6.10.	Método racional.....	79
6.11.	Método de Chow.....	80
6.12.	Hidrograma unitario triangular	83
7.	Funcionamiento hidráulico de canales	86
7.1.	Introducción	86
7.1.1.	Objetivos	86
7.1.2.	Conceptos básicos	86
7.1.3.	Tipos de flujos	87
7.1.4.	Clasificación de perfiles hidráulicos	87
7.2.	Modelación.....	89
7.2.1.	Hec-ras.....	89
7.2.2.	Recopilación de información.....	91
7.3.	Condición actual.....	97
7.3.1.	Geometría	98
7.3.2.	Flujo permanente	100
7.3.3.	Simulación	102
7.4.	Calibración con ajuste de coeficiente de Manning	103
7.5.	Condición actual con gasto de diseño.....	104
7.6.	Propuestas de diseño	106
7.6.1.	Limpio con Q de diseño	106

7.6.2.	Especificaciones técnicas de diseño.....	107
7.6.3.	Rectificación de canal.....	108
7.6.4.	Diseño de drenes.....	112
7.6.5.	Volumen de excavación	116
7.6.6.	Bordos de contención	117
7.6.7.	Resultados	121
7.6.8.	Condiciones y recomendaciones.....	121
8.	Diseño de compuertas	121
8.1.	Tipos de compuerta	121
8.2.	Selección del tipo de compuerta a utilizar	121
8.3.	Diseño de la compuerta	122
8.4.	Instalación	122
8.5.	Mantenimiento y uso	123
9.	Conclusiones.....	123
10.	Anexos.....	125
	Bibliografía	126

Índice de figuras

Figura 2.1- Variación del nivel del lago	13
Figura 3.1- Zona de estudio.....	14
Figura 3.2- Macro y micro localización de Chucándiro	15
Figura 3.3- Municipios colindantes	16
Figura 3.4- Organigrama del municipio de Chucándiro, Michoacán.....	17
Figura 3.5-Modelo digital de elevaciones	17
Figura 3.6-Clima de la región.....	18
Figura 3.7- Mapa de edafología	19
Figura 3.8- Mapa de uso de suelo	19
Figura 3.9- Mapa de región hidrográfica.....	21
Figura 3.10- Cuenca Lerma-Chapala	22
Figura 6.1- Puntos de salida de microcuencas	27
Figura 6.2-Mapa de microcuencas	27
Figura 6.3-Mapa de corrientes principales	29
Figura 6.4- Perfil del cauce principal de la microcuenca Marijo	30
Figura 6.5- Reclasificación de uso de suelo según la (NOM-011-CONAGUA-2015).....	33
Figura 6.6- Tipo de suelo reclasificado según la (NOM-011-CONAGUA-2015).....	33
Figura 6.7- Mapa de parámetro K.....	34
Figura 6.8- Mapa de pendientes	37
Figura 6.9- Mapa reclasificado de pendientes	37
Figura 6.10- Mapa N de la cuenca.....	38
Figura 6.11-Distribución espacial de estaciones climatológicas	40
Figura 6.12- Posibles estaciones principales.....	42
Figura 6.13- Grafica de curva masa doble.....	45
Figura 6.14- Limites de Anderson.....	46
Figura 6.15- Estación principal y estaciones secundarias	47
Figura 6.16-Mapa de polígonos de Thiessen.....	56
Figura 6.17- Mapa de isoyetas	57
Figura 6.18-Grafica de la función de distribución normal.....	64
Figura 6.19- Graficas de las funciones de distribución.....	71
Figura 6.20- Interfaz del programa Hidroesta 2.....	76
Figura 6.21- Mapa de isoyetas de intensidades (SCT, 2010).....	76
Figura 6.22- Curvas idT de la microcuenca Marijo	77
Figura 6.23- Lluvia de diseño para diferentes periodos de retorno para la microcuenca Marijo	79
Figura 6.24- Cuenca modelada con HEC-HMS	84
Figura 6.25- Hietograma e hidrograma para la microcuenca Marijo.....	84
Figura 6.26- Hidrogramas de cada microcuenca.....	84
Figura 6.27- Hidrograma de la cuenca para un periodo de retorno de 25 años.....	85
Figura 7.1- Tipos de perfiles de flujo.....	89
Figura 7.2- Representación gráfica de la ecuación de la energía.....	91

Figura 7.3- Recorrido de campo.....	94
Figura 7.4- Perfil longitudinal del canal.....	95
Figura 7.5- Elementos geométricos de las secciones más comunes.....	96
Figura 7.6- Interfaz de Hcanales.....	97
Figura 7.7- Eje del Canal y Dren San Cristóbal	98
Figura 7.8- Secciones transversales del canal	99
Figura 7.9- Geometría del puente de la sección 107.1 y 103.1.....	100
Figura 7.10- Indicar condiciones de frontera en Hec-Ras	102
Figura 7.11- Simulación del programa	102
Figura 7.12- Vista en 3D del Canal	102
Figura 7.13- Tirante en la sección 112	102
Figura 7.14- Tirante en el puente 107.1 y 103.1	103
Figura 7.15- Tirante en la sección 112	104
Figura 7.16- Tirante para el puente 107.1.....	105
Figura 7.17- Tirante para el puente 103.1.....	105
Figura 7.18- Compuerta San Cristóbal 203.5	105
Figura 7.19- Tirante en la sección 202	105
Figura 7.20- Perfil longitudinal del canal.....	106
Figura 7.21- Nueva pendiente del canal	110
Figura 7.22- Sección 112 rectificada	110
Figura 7.23- sección 107.1 y 103.1 rectificada	110
Figura 7.24- Compuerta San Cristóbal rectificada	111
Figura 7.25- Sección 202 rectificada	111
Figura 7.26- Perfil del Canal y dren San Cristóbal	111
Figura 7.27- Vista en planta del canal y los 3 drenes	113
Figura 7.28- Sección 112 con los 3 drenes funcionando.....	114
Figura 7.29- Puente 107.1 y 103.1 con los 3 drenes funcionando.....	114
Figura 7.30- Compuerta y dren San Cristóbal	114
Figura 7.31- Compuerta y dren Marijo.....	114
Figura 7.32- Compuerta y dren Chucándiro	115
Figura 7.33- Perfil longitudinal del canal.....	115
Figura 7.34- Perfil longitudinal de los drenes	115
Figura 7.35- Sección 113	116
Figura 7.36- Sección 113 con bordos	119
Figura 7.37- Puentes 107.1 y 103.1 con bordos.....	119
Figura 7.38- Perfil longitudinal del canal con bordos.....	119
Figura 7.39- Perfil longitudinal de drenes con bordos	119
Figura 7.40- Sección 113 con bordos	120
Figura 7.41- Perfil longitudinal con bordos del canal.....	120
Figura 8.1- Embebido en concreto	122
Figura 8.2- Montaje mural	122
Figura 8.3- Montaje mural lateral	123

Índice de tablas

Tabla 3.1-Clima de la zona	18
Tabla 3.2- Descripción edafológica	19
Tabla 3.3-Descripción del uso de suelo	20
Tabla 6.1.- Clasificación de cuencas según su tamaño.....	26
Tabla 6.2- Coordenadas de puntos de salida	27
Tabla 6.3- Características geomorfológicas de las microcuencas	28
Tabla 6.4-Longitudes de cauces principales.....	29
Tabla 6.5- ejemplo de tabla de cálculo de Tylor y Schwarz	31
Tabla 6.6- Pendiente media de cada microcuenca	31
Tabla 6.7- Parámetro K según el uso y tipo de suelo de la (NOM-011-CONAGUA-2015, 2015).....	32
Tabla 6.8- K de la cuenca.....	34
Tabla 6.9-Valores de K y Ce para cada microcuenca.....	35
Tabla 6.10- Numero N de acuerdo a la pendiente, uso y tipo de suelo.....	36
Tabla 6.11- N de la cuenca	39
Tabla 6.12- Valores N para cada microcuenca	39
Tabla 6.13-Estaciones más cercanas a la zona	40
Tabla 6.14- Acomodo de datos diarios para generar cuadro de lluvia total anual	41
Tabla 6.15-Acomodo de datos diarios para generar cuadro de lluvia máxima anual.....	41
Tabla 6.16- Estaciones y criterios de selección	42
Tabla 6.17- Correlación entre estaciones.....	44
Tabla 6.18- Tabla de cálculo de la curva masa doble	44
Tabla 6.19-Resultados de la prueba de Anderson	46
Tabla 6.20-Resultados de pruebas realizadas	47
Tabla 6.21- Valores de lluvia máximos de la estación principal 16050.....	48
Tabla 6.22- Valores de lluvia total de la estación principal 16050.....	49
Tabla 6.23- Coordenadas de las estaciones	51
Tabla 6.24- Matriz de distancia euclidiana.....	51
Tabla 6.25- Precipitaciones totales de la estación principal 16050 llenas.....	52
Tabla 6.26- Ecuaciones para el llenado de máximas.....	53
Tabla 6.27- Precipitaciones máximas de la estación principal 16050 llenas.....	54
Tabla 6.28- PMA de la cuenca por medio del promedio aritmético	55
Tabla 6.29- PMA de la cuenca por medio de polígonos de Thiessen.....	56
Tabla 6.30- PMA de la cuenca por medio de isoyetas	58
Tabla 6.31- Precipitación media de la cuenca por los diferentes métodos	58
Tabla 6.32-Datos de precipitación máxima diaria anual de la estación 16050.....	60
Tabla 6.33-Calculos	62
Tabla 6.34-Valores para calcular las funciones de distribución	63
Tabla 6.35- Valores tabulados de F(z) para cada z.....	65

Tabla 6.36- Precipitación máxima diaria con la función de distribución normal.....	66
Tabla 6.37- Precipitación máxima diaria con la función de distribución log-normal	67
Tabla 6.38- Valores percentiles (χ^2).....	69
Tabla 6.39- Precipitación máxima diaria con la función de distribución Pearson	70
Tabla 6.40 Valores calculados para cada n	70
Tabla 6.41- Precipitación máxima diaria con la función de distribución Gumbel	71
Tabla 6.42- Ecuaciones de cada función de distribución	72
Tabla 6.43 Comparativa de valores por distintos métodos	73
Tabla 6.44- Valores para trasladar la PMD.....	74
Tabla 6.45- PMD trasladada de la estación principal a la cuenca	74
Tabla 6.46- PMH para diferentes periodos de retorno para la microcuenca Marijo.....	76
Tabla 6.47- intensidad a 1 y 24 horas para distintos periodos de retorno	77
Tabla 6.48- Ecuaciones idT microcuenca Marijo.....	77
Tabla 6.49- Características del cauce principal de la microcuenca Marijo	78
Tabla 6.50- Intensidades de lluvia en cada intervalo definido	78
Tabla 6.51- Precipitaciones en cada intervalo definido	78
Tabla 6.52- Precipitación caída en cada intervalo definido	79
Tabla 6.53- Precipitación acomodada en forma de tormenta.....	79
Tabla 6.54- Valores para la microcuenca Marijo.....	80
Tabla 6.55- Gastos picos para diferentes periodos de retorno de la microcuenca Marijo.....	80
Tabla 6.56- Datos de entrada para el método de Chow para la microcuenca Marijo	80
Tabla 6.57- Cuadro de cálculo de la microcuenca Marijo para un periodo de retorno de 25 años .	83
Tabla 6.58- Gasto pico por el método de Chow para la Microcuenca Marijo	83
Tabla 6.59- Datos de entrada para modelación con HEC-HMS.....	84
Tabla 6.60- Resumen de escurrimiento para un T=25	85
Tabla 6.61- Gasto pico para diferentes periodos de retorno.....	85
Tabla 7.1- Periodos de retorno para diferentes obras hidráulicas	92
Tabla 7.2- Gastos de diseño	92
Tabla 7.3- Información de campo del canal.....	94
Tabla 7.4- Información de campo del Dren San Cristóbal.....	95
Tabla 7.5- Condiciones de frontera.....	97
Tabla 7.6- Tabla de valores de Manning	99
Tabla 7.7- Valores de Manning para el canal	99
Tabla 7.8- Gasto base	101
Tabla 7.9- Régimen de flujo del canal	101
Tabla 7.10- Régimen de flujo del dren San Cristóbal	101
Tabla 7.11- Resultados de simulación de geometría actual y gasto base.....	103
Tabla 7.12- Valores de nuevo Manning	104
Tabla 7.13- Gasto de diseño más gasto base para canal y dren San Cristóbal	104
Tabla 7.14- Resultados para geometría actual con gasto pico más gasto base.....	106
Tabla 7.15- Coeficiente de Manning considerando el canal limpio	107
Tabla 7.16- Talud recomendado para distintos tipos de suelo.....	107

Tabla 7.17- Velocidades Máximas permisibles	108
Tabla 7.18- Secciones rectificadas del canal	109
Tabla 7.19- Secciones rectificadas del dren San Cristóbal	110
Tabla 7.20- Resultados de la geometría rectificada	112
Tabla 7.21- Características geométricas del dren Chucándiro.....	112
Tabla 7.22- Características geométricas del dren Marijo.....	113
Tabla 7.23- Gastos con los 3 drenes Funcionando.....	113
Tabla 7.24- Volumen de excavación del canal	117
Tabla 7.25- Volumen de excavación de los drenes	117
Tabla 7.26- Altura de los bordos según su geometría.....	117
Tabla 7.27- Secciones transversales con bordos.....	118
Tabla 7.28- Rectificación del canal y drenes con bordo con gasto pico más base de las presas	120
Tabla 8.1- Piezas que conforman la compuerta.....	122

1. Resumen

Las tierras de los ejidos de la ribera poniente del lago de Cuitzeo tienen la problemática de ser propensas a ser inundadas, ya sea por el aumento en el nivel del lago o por los escurrimientos de las microcuencas en la temporada de lluvias, por lo cual los productores rurales, no pueden desarrollar sistemas de producción permanentes, por la inestabilidad del nivel de agua del.

Este trabajo de tesis propone la infraestructura necesaria para evitar inundaciones en las tierras de riego de los ejidos Marijo y San Cristóbal, pertenecientes a los municipios de Chucándiro y Huandacareo respectivamente, dichas inundaciones causadas por las avenidas que se presentan en las microcuencas durante la temporada de lluvias.

La metodología que se siguió para lograr los objetivos planteados, consistió en realizar un estudio hidrológico para determinar el gasto que escurre a dichas tierras de cultivo, también se utilizó el software Hec-Ras, con el cual se revisó el funcionamiento hidráulico de los canales, drenes y compuertas existentes y, se diseñó la infraestructura adecuada para el control y drenaje de las avenidas, de tal manera que se puedan evitar las inundaciones a los terrenos de cultivo si esta infraestructura se realiza.

Los beneficios sociales del resultado de este trabajo de investigación, es la reincorporación a la producción agrícola de riego de 300 hectáreas de parcelas ejidales, ya que se podrían generar al menos 300 empleos permanentes en los ejidos interesados, con cultivos de alto valor para el mercado nacional o internacional.

El beneficio ambiental es que con los canales y drenes se podrá inyectar agua dulce al vaso del lago, lo que puede mantener los humedales característicos de la ribera poniente, que son importantes en la reproducción de peces y la anidación de las aves migratorias y nativas, así mismo, se evitará la pérdida de 5 millones m³ de agua por evaporación dentro de estas 300 ha.

Palabras clave: (Lago de Cuitzeo, Estudio hidrológico, Funcionamiento hidráulico de canales, protección de tierras agrícolas, Modelación)

Abstrac

The lands of the ejidos of the west shore of Lake Cuitzeo have the problem of being prone to be flooded, either by the increase in the level of the lake or by the runoff of the micro-basins in the rainy season, which is why rural producers, can not develop permanent production systems, due to the instability of the water level of the.

This thesis proposes the necessary infrastructure to prevent flooding in the irrigated lands of the Marijo and San Cristóbal ejidos, belonging to the municipalities of Chucándiro and Huandacareo respectively, said floods caused by the floods that occur in the micro-basins during the rainy season. rains.

The methodology that was followed to achieve the proposed objectives consisted of carrying out a hydrological study to determine the expenditure that runs off to said croplands, the Hec-Ras software was also used, with which the hydraulic functioning of the channels was reviewed, existing drains and gates and, the adequate infrastructure for the control and drainage of the floods was designed, in such a way that floods to the cultivation lands can be avoided if this infrastructure is carried out.

The social benefits of the result of this research work is the reincorporation of 300 hectares of ejidal plots into irrigated agricultural production, since at least 300 permanent jobs could be generated in the ejidos concerned, with crops of high value for the market national or international

The environmental benefit is that with the channels and drains it will be possible to inject fresh water into the lake's glass, which can maintain the characteristic wetlands of the west bank, which are important in the reproduction of fish and the nesting of migratory and native birds, Likewise, the loss of 5 million m³ of water by evaporation will be avoided within these 300 ha.

2. Introducción

En la cuenca de Cuitzeo, el hombre ha intervenido y modificado el ambiente, en busca de mejorar su calidad de vida sin considerar las repercusiones al medio ambiente, ya que este ha sido considerado como una fuente casi ilimitada de recursos económicos y por otra parte, al lago se le ha considerado como un receptor gratuito de los desperdicios que resultan de las actividades de producción y de servicios.

El lago de Cuitzeo y las zonas de inundación cubren alrededor de 400 km², por lo que es el segundo lago más grande de México, este cuerpo de agua produce varios beneficios ambientales: regula el clima de la región, ofrece sustento y hábitat a varias especies, apoya la economía de varias comunidades aledañas que practican la pesca, además obtener el material para artesanías de tule y carrizo y, ser un punto turístico.

Los registros históricos que reporta Alvarado y otros autores, durante el periodo 1922-1986, así como las observaciones de los productores a partir de 1986 a la fecha, con respecto de la variación del nivel del agua del lago, demuestran un comportamiento muy irregular del nivel. De tal suerte, que en varias ocasiones el lago se ha secado en gran parte de su vaso y, en otras tantas ha alcanzado su máximo nivel (cota de 1820 msnm).

Al producirse esta variación en el nivel del agua, produce que los sistemas productivos tengan daños económicos, tales como la pesca, la ganadería y la agricultura; aunado a los fuertes problemas de salud que provocan las grandes tolvaneras por estar secas grandes extensiones del área de su vaso.

Por lo anterior es necesario considerar y valorar a la economía ambiental y ecológica como una herramienta que permita buscar alternativas en la creación de políticas económicas, sociales y ambientales que contribuyan en el desarrollo económico y social sustentable.

2.1. Antecedentes

Las tierras ribereñas de la parte poniente del lago de Cuitzeo, desde la época de la colonia fueron cultivadas por las haciendas de Huandacareo y Chucándiro, en las que producían principalmente trigo, maíz y garbanzo, para regar se utilizaban los manantiales San Cristóbal y Marijo; Por otra parte, para proteger las tierras agrícolas de las inundaciones de las aguas salobres del lago, construyeron bordos de contención, de esta forma lograron las haciendas ser altamente productivas.

Estas tierras, fueron entregadas a los ejidos a partir de 1935, sin embargo, en el proceso de reparto que inicio después de la revolución, las haciendas descuidaron el mantenimiento del bordo de contención y canales, por lo que cuando fueron dotadas a los ejidos, a estos bordos y canales les faltaba mantenimiento, lo que siguió ocurriendo una vez que fueron dotados los ejidos de Marijo y San Cristóbal, por falta de recursos económicos y organizativos y con el paso de los años el bordo de contención se fue deteriorando por la falta de un adecuado mantenimiento, propiciando que ya no cumpliera con su función.

Por lo anteriormente señalado, el objetivo común de los mencionados ejidos es la reincorporación a las actividades productivas de las tierras ejidales que periódicamente se ven inundadas y afectadas por las aguas saladas del Lago de Cuitzeo, por lo tanto, en septiembre de 2012 se constituyeron en la **Unión de Ejidos del Lago de Cuitzeo** para impulsar decididamente la reconstrucción del bordo de contención y el desazolve de los canales y drenes. Durante 2013 con apoyo de los municipios de Chucándiro, Huandacareo y Morelos, así como de SEDRU y SCOP, se logró la reconstrucción del bordo de contención (Ilustración 1), sin embargo, no está concluido y se requiere su conclusión y protección mediante un pedraplén en la exposición a las aguas del Lago de Cuitzeo.



Ilustración 1- Construcción del bordo de contención

2.2.Problemática

Las tierras agrícolas de los ejidos: Marijo y San Cristóbal, ubicadas en la ribera poniente del Lago de Cuitzeo, en la actualidad se encuentran improductivas debido a que estas son afectadas por la inestabilidad del nivel del lago de Cuitzeo ya que en años secos puede llegar a secarse por completo y en épocas de lluvia el nivel del lago de Cuitzeo sube llegando a inundar estos terrenos. Como se muestra en la Figura 2.1



Figura 2.1- Variación del nivel del lago

La situación anterior afecta tanto a pescadores como a ganaderos, agricultores y en general a la población ribereña.

A partir de 2013, que se rehabilitó el bordo de contención, el riesgo de inundación por el aumento en el nivel del agua del lago de Cuitzeo, se disminuyó significativamente, sin embargo, a partir de

la rehabilitación del bordo, se han presentado inundaciones por las avenidas que se generan en la parte alta de las microcuencas Marijo y San Cristóbal, situación que impide contar con sistemas de producción estables.

2.3. Justificación

El manejo adecuado de la parte baja de las microcuencas, ayudará a conservar los recursos naturales y económicos de la región, por lo que, con la infraestructura adecuada se podrá captar y conducir los escurrimientos superficiales de las microcuencas Chucándiro y Marijo, para evitar inundaciones en las zonas de cultivo de los ejidos y, al mismo tiempo propiciar que los humedales se mantengan en condiciones adecuadas para cumplir su función ecológica.

A partir de la revisión del TLC, se vislumbra la necesidad de fortalecer la soberanía alimentaria del país, bajo sistemas de producción sustentados social y económicamente, así como amigables con el ambiente, por lo anterior, en el presente trabajo, se calculó y diseño la infraestructura necesaria para dar estabilidad a la producción agrícola de 300 ha de riego, contribuyendo de esta forma a la producción de alimento para la población local y regional, y contribuir a la suficiencia alimentaria del país.

3. Características del municipio

3.1. Ubicación geográfica

El área de estudio (Ilustración 2, Ilustración 3) se encuentra en la ribera poniente del lago de Cuitzeo (Figura 3.1), en los ejidos de Marijo y El Salitre, del municipio de Chucándiro pertenecientes al estado de Michoacán de Ocampo.



Figura 3.1- Zona de estudio



Ilustración 2- Zona de estudio vista desde la parte alta



Ilustración 3- Zona de estudio vista desde la parte baja

El municipio de Chucándiro, el cual se localiza al norte del Estado(Figura 3.2), en las coordenadas 19°54' de latitud norte y 101°20' de longitud oeste, a una altura de 1,850 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Morelos y Huandacareo, al este con Copándaro y Tarímbaro, al sur con Morelia, y al oeste con Huaniqueo como se muestra en la Figura 3.3. Su distancia a la capital del Estado es de 50 kms (Gochi, 2014).



Figura 3.2- Macro y micro localización de Chucándiro

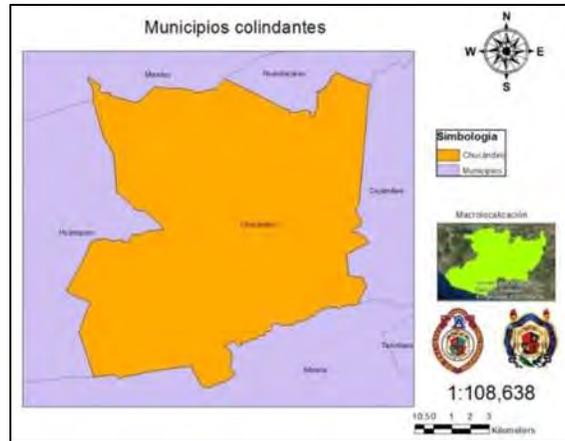


Figura 3.3- Municipios colindantes

La superficie de Chucándiro es de 192.29 kms² y representa el 0.32 por ciento de la superficie del Estado, y es uno de los 23 municipios que integran la Cuenca de Cuitzeo.

3.2.Estructura política

La forma de gobierno de Chucándiro se basa en la democracia, de manera que el pueblo elige a sus gobernantes cada 3 años estando actualmente el Ayuntamiento 2015-2018, que se conforma de los siguientes cargos que en la Figura 3.4 se ve la jerarquía:

- Presidente Municipal
- 1 Síndico
- 4 Regidores de Mayoría Relativa
- 3 Regidores de Representación Proporcional

Las principales Comisiones del ayuntamiento son:

- Planeación y Programación 1er. Regidor
- Educación, Cultura y Turismo 2o. Regidor
- Salubridad 3er. Regidor
- Ecología 4o. Regidor y 3o. de Rep. Prop.
- Comercio 1er. Regidor de Rep. Prop.
- Asuntos Agropecuarios y Pesca 2o. Regidor de Rep. Prop.

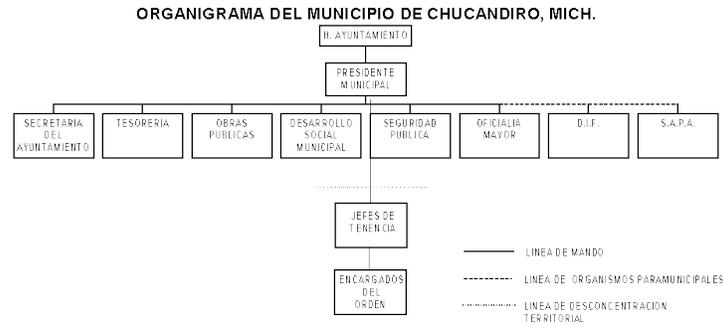


Figura 3.4- Organigrama del municipio de Chucándiro, Michoacán

(Enciclopedia de los municipios y delegaciones de México, 1987)

3.3. Topografía

Los rangos que abarca el área de estudio van de 1,820 a 2,670 msnm, como se observa en el mapa de la Figura 3.5 el cual es un rango en el cual se encuentran ecosistemas de humedal, pastizal, área agrícola, selva baja caducifolia y bosque de encino.

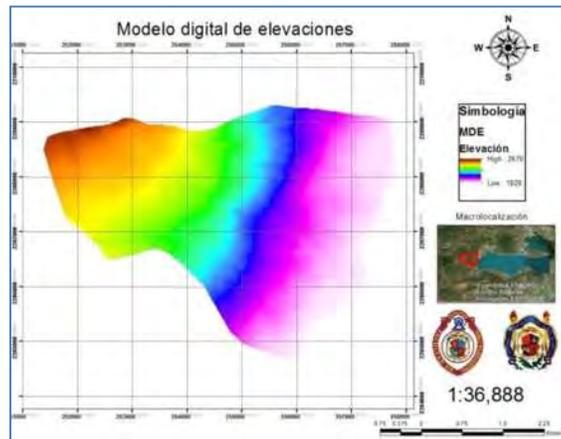


Figura 3.5-Modelo digital de elevaciones

3.4.Clima

En la región donde se encuentra el área de estudio se presentan los climas: C(w) (templado subhúmedo con lluvias en verano) que tienen precipitación del mes más seco menor de 40 mm, por lo menos 10 veces mayor cantidad de lluvia en el mes más húmedo y su distribución espacial se puede observar en el mapa de la Figura 3.6 y sus características se describen en la Tabla 3.1 (INEGI, 2010).

Tabla 3.1-Clima de la zona

Símbolo de los subtipos	Cociente P/T	Designaciones
C(w0)	(menor que 43.2)	(el más seco de los subhúmedos)
C(w1)	(entre 43.2 y 55.0)	[intermedio entre C(w0) y C(w2)]

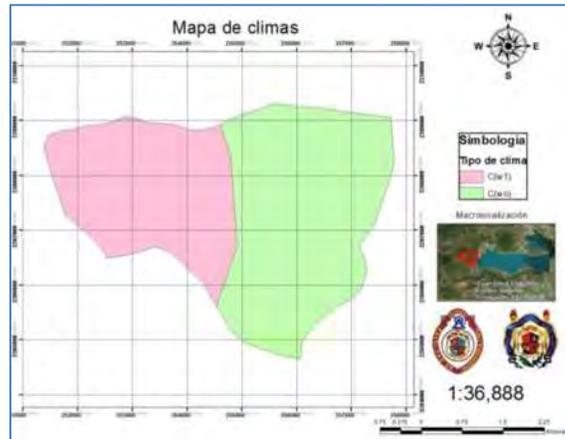


Figura 3.6-Clima de la región

3.5.Geología y edafología

La geología de la zona de estudio es un aspecto muy importante para la determinación de los diferentes eventos que ocurren de manera natural, de tal manera que, la génesis de los suelos y su relación con la geomorfología determina la red hidrológica y el comportamiento de los escurrimientos superficiales.

Con la información anterior se puede observar que el origen de la mayoría de la superficie de las microcuencas es volcánico y alrededor de un 20% de la superficie es de origen lacustre o aluvial, y que están ubicadas en las riberas de los ríos y del lago de Cuitzeo.

Los suelos predominantes en el área de estudio es el suelo vertisol, el cual indica la presencia de arcillas con vegetación de sabana, praderas o con vegetación leñosa, de manera que la alternancia entre el hinchamiento y la contracción de las arcillas, genera profundas grietas en la estación seca y la formación de superficies de presión y agregados estructurales en forma de cuña en los horizontes subsuperficiales. Estos suelos se vuelven muy duros en la estación seca y muy plásticos en la húmeda.

En la parte baja de la cuenca se presentan suelos Solonchaks, los cuales presentan un horizonte sálico dentro de los 50 cm desde la superficie del suelo y que no tienen las propiedades características de los materiales flúvicos. Pueden presentar un horizonte ócrico, mólico, cálcico, cámbrico o gípsico.

Por lo que en base a las cartas geológicas se construyó el plano de geología y edafología de la zona de estudio, que se presenta en el mapa de la Figura 3.7, además de una breve descripción en la Tabla 3.2 (INEGI, 2010).

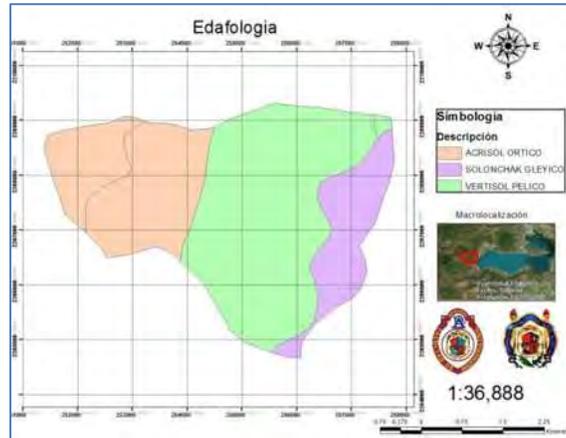


Figura 3.7- Mapa de edafología

Tabla 3.2- Descripción edafológica

Suelo	Descripción	Textura	Descripcion litica
Vp	VERTISOL PELICO	FINA	PEDREGOSA
Vp	VERTISOL PELICO	FINA	ND
Ao	ACRISOL ORTICO	FINA	LITICA
Ao	ACRISOL ORTICO	FINA	PEDREGOSA
Zg	SOLONCHAK GLEYICO	FINA	ND

3.6. Uso de suelo

A nivel de microcuenca la distribución de tipos de vegetación y usos de suelo, se muestra en el mapa de la Figura 3.8, además de una breve descripción en la Tabla 3.3.



Figura 3.8- Mapa de uso de suelo

Tabla 3.3-Descripción del uso de suelo

CODIGO	TIPO DE VEGETACIÓN
BQ	BOSQUE DE ENCINO
H2O	CUERPO DE AGUA
IAPF	AGICOLA
PI	PASTIZAL INDUCIDO
PI	PASTIZAL INDUCIDO
VSa/BQ	BOSQUE DE ENCINO
VSa/SBC	SELVA BAJA CADUCIFOLIA

En el área de estudio se presenta vegetación de matorral subtropical, nomenclatura de las cartas de (INEGI, 2010), que en campo se verificó que es vegetación característica de selva baja caducifolia (Ilustración 4), seguido en proporción el área de agricultura de temporal y la agricultura de riego.

La vegetación que en la actualidad se presenta esta zona de estudio es producto de la actividad humana en el área, es decir, la actividad agrícola y ganadera siempre han estado presentes, al menos en el último siglo. No se cuenta con información en la literatura consultada en relación a la fecha de los desmontes de la selva baja espinosa caducifolia, sin embargo, por información de los pobladores de mayor edad, se sabe que gran parte del área de estudio hasta la década de 1940 todavía se cultivaba con maíz, frijol y calabaza, incluso las áreas más pedregosas, utilizando el azadón.

Estas áreas al dejarse de cultivar fueron recuperando su cubierta vegetal original iniciando con matorrales e incorporando poco a poco las especies arbustivas y arbóreas. En el año de 1978 gran parte del ejido de Marijo, tuvo una segunda matarraza, es decir, se desmonto por segunda ocasión para el establecimiento de una huerta frutícola, sin embargo, la mala planeación termino por abortar dicho proyecto.

En la actualidad esta área, a pesar de haber sido desmontada a principios del siglo pasado y después de un período de más de 35 años sin disturbios importantes, es decir en las últimas 4 décadas la actividad humana en el área ha sido mínima, por ejemplo, en décadas pasadas el uso de la vegetación para leña era lo más común, en la actualidad prácticamente el consumo de leña para cocinar ha desaparecido. Por lo anteriormente mencionado, gran parte del área de estudio, presenta un franco proceso de restauración ya que se pueden observar especies vegetales características de este tipo de ecosistemas, y que se describen en el capítulo 3.8 Flora. (Gochi, 2014)



Ilustración 4- Vegetación de la zona

3.7.Hidrografía y orografía

Para el análisis del sistema hidrológico se ha caracterizado a la unidad territorial por su tamaño, de esta manera se tiene que de mayor a menor, pertenece a la Región Hidrológica Número 12 (Lerma – Santiago – Pacífico), la Subregión Lerma-Chapala, la Cuenca Lerma –Chapala, la Subcuenca Cuitzeo y las Microcuencas El Marijo y Chucándiro.

- **Región Hidrológica No. 12 Lerma-Santiago-Pacífico**

La Región Hidrológica Lerma Santiago Pacífico (Figura 3.9), forma parte de la Región Administrativa Lerma-Santiago-Pacífico y aunque coincide en nombre ocupa una extensión menor, cuantificada en 132 703.17 Km². Comprende parte de los estados de México, Querétaro, Michoacán, Guanajuato, Jalisco, Aguascalientes, Zacatecas, Durango y Nayarit.

La región se ha dividido con base en dos ríos principales, el Lerma y el Santiago.



Figura 3.9- Mapa de región hidrográfica

- **La Cuenca Lerma-Chapala**

La Cuenca Lerma-Chapala Figura 3.10 se ubica entre los meridianos 99° 18' a 103° 45' longitud y los paralelos 19° 25' a 21° 32" latitud. Se localiza en el centro oeste del país, hacia el norte colinda

con la Cuenca Santiago Pacífico, al este con la Región Hidrológica Pánuco, al sur con la Región Hidrológica Balsas, al suroeste con la Región Hidrológica Armería-Coahuayana y al este con la Región Hidrológica del Río Ameca.

La Cuenca Lerma-Chapala tiene una superficie total de 58,220.21 km²; lo que representa el 3% del territorio nacional, el 31% de la región administrativa y el 44% de la Región Hidrológica Lerma Santiago.

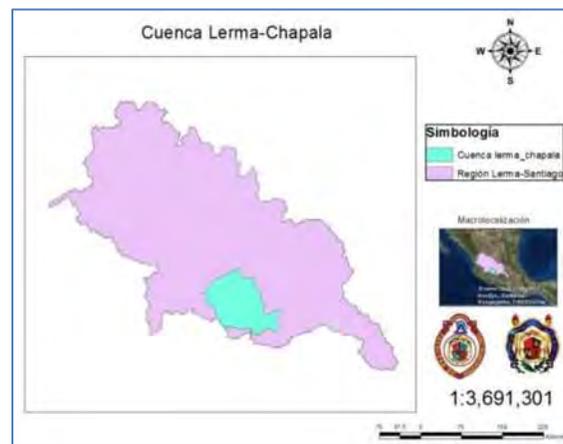


Figura 3.10- Cuenca Lerma-Chapala

- **Subcuenca Cuitzeo**

La Subcuenca del Lago de Cuitzeo se localiza la mayor parte en el estado de Michoacán y pequeñas porciones en el estado de Guanajuato, pertenece a la región del Alto Lerma.

En ella se localiza la Ciudad de Morelia y el Lago de Cuitzeo; la superficie de la Subcuenca es de 4,048 km² (INEGI, 2010).

3.8.Flora

- **Especies arbóreas dominantes:** Albizia plurijuga (Palo blanco), Heliocarpus spp (Zicua), Prosopis laevigata (mezquite), Bursera cuneata (copal), Ipomoea murucoides (cazahuate), Eysenhardtia polystachia (palo dulce), Bursera bipinnata (papelillo), Bursera simaruba (pela mano), Ceiba aesculifolia (pochote), Condalia velutina, (granjeno), Celtis spp (Cuaquil), Casimiroa edulis (Zapote blanco), Ehretia latifolia (Capulín blanco), Quercus spp (encino), Lysiloma microphylla (huanumo), Yucca spp (Yuca), Erythrina americana (Colorín),
- **Especies arbustivas:** Acacia farnesiana (huizache), Acacia pennatula (tepame), Eysenhardtia polystachia (palo dulce), Opuntia fulginosa (Nopal), Opuntia jonocastle (xoconol), Agave spp (maguey), Baccharis spp (jara)
- **Especies herbáceas:** Eupatorium spp, Brickellia spp, Zaluzania spp, Parthenium spp, Montanoa, Ilex brandegeana, Tecoma stans, Ipomoea tyrianthina,

- **Especies acuáticas:** En la ribera poniente del lago de Cuitzeo, en las zonas donde desembocan las aguas de los manantiales de san Cristóbal, Marijo y los arroyos de Chucándiro y San Sebastián domina la agrupación de plantas acuáticas, herbáceas, enraizadas y con tallos emergentes, denominada “tular”, donde las especies dominantes son: *Typha domingensis* (tule) y *Scirpus californicus* (tule redondo). En los canales domina *Eichhornia crassipes* (“lirio acuático”). En estas comunidades es común encontrar especies acompañantes como: *Berula erecta* (chorure), *Cyperus articulatus* (chuspata), *C. esculentus* (Tulillo), *Echinochloa* spp (arrocillo silvestre), *Nymphaea* spp Ninfa), *Lemna minor* (lenteja de agua), *Potamogeton pectinatus* (hierba del pato) (Gochi, 2014).

3.9. Fauna

- **Mamíferos presentes en la cuenca:**

Didelphys virginiana (tlacuaches), *Urocyon cinereoargenteus* (zorra) *Procyon lotor* (mapache), gato montes, *Nasua narica* (tejon), *Spermophilus* sp (ardilla), *Neotomas* sp (rata de campo), zorrillo, *Sylvilagus* sp. (Conejo), *Mustela frenata* (comadreja).

- **En la parte baja de la cuenca:**

En el lago de Cuitzeo alberga alrededor del 40% de las aves acuáticas migratorias hibernantes en México y es el humedal de mayor importancia para el pato cucharon (*Anas clypeata*).

Entre las especies encontradas en el lago de Cuitzeo, están: *Pelecanus erythrorhychos* (Pelicano blanco), *Anas diazi* (pato mexicano), *Aythya valisineria* (pato lagunero), *Geothlypis speciosa* (mascarita trasvolcanica) y *Vireo nelsoni*, las cuales son especies endémicas, *Egretta thula*, *Anas acuta* (pato golondrino), *Anas discor* (cerceta de alas azules), *Anas crecca* (cerceta de alas verdes), *Anas americana* (pato chiflador), *Anas strepera* (pato pinto), *Botaurus lentiginosus* (avetoro americano), *Aythya affinis* (pato boludo), gansos, *Aythya collaris* (pato cabezon) y *Anas cyanoptera*, *dendrocygna*

Se han registrado en el lago de Cuitzeo 14 especies de anátidos y 54 aves acuáticas no anátidos y 7 se encuentran en la lista la NOM-054-SEMARNAT-2001, se consideran 23 especies como residentes y el resto son especies migratorias, con la mayor población en los meses de octubre a febrero.

La mayor riqueza de anátidos se ha observado en los hábitats con “playa” como áreas de descanso, acicalamiento y cortejo, en cuanto a la aves acuáticas no anátidos se encuentra en las áreas con vegetación emergente, la cual representa ser áreas de refugio y alimentación.

- **Especies acuáticas**

Chirostoma jordani (Charal), *Chirostoma bartani* (charal), *Godea atripinnum* (Chehua)

- **Clase Amphibia (anfibios):**

Craugastor augusti (su nombre común es ranita), Hyla arenicolor (rana de cañón, ranita y sapo), Hyla eximia (rana verde), Lithobates montezumae (sapo, rana montezumae) y Lithobates megapoda (rana de Chapala, rana pierna de pollo).

- **Clase Squamata (lagartijas, serpientes y reptiles parecidos a gusanos anillados):**

Sceloporus dugessi (lagartija espinosa), Sceloporus spinosus (lagartija escamada), Sceloporus torquatus (lagartijo escamado), Anolis nebulosus (lagartija, chivita), Aspidoscelis gularis (lagartija llanera), Conopsis nasus (culebra borreguera), Coluber mentovarius (culebra ceniza, chicotera, chirrionera, ratonera, corredora), Lampropeltis triangulum (falsa coralillo), Pituophis eques, Tramnophis melanogaster (culebra jarretera, culebra de agua), Ramphotyphlops braminus (lombriz, culebra de tierra) y víbora de cascabel.

- **Clase Testudines (tortuga):**

Kinosternon hirtipes (tortuga de río) y Kinosternon integrum (tortuga de casquito). (Gochi, 2014)

3.10. Ambiente socioeconómico

Los habitantes de la región principalmente se dedican a la agricultura, ganadería y pesca.

Los principales productos que se producen son maíz, avena, trigo, alfalfa, sorgo, garbanzo, jitomate, cebolla, calabaza.

Y se crían especies principalmente ganaderas y porcinas.



Ilustración 5- Actividad ganadera y cultivo de alfalfa

4. Objetivos

4.1. Objetivo general

Reincorporar 300 hectáreas de tierras de cultivo a la producción de los habitantes de la región. Con lo que el valor productivo de dichas tierras aumentara considerablemente y mejorara los ingresos de los pequeños productores de la región.

4.2. Objetivos específicos

- Realizar el estudio hidrológico para determinar el gasto del escurrimiento que llega a las partes bajas de la cuenca.
- Realizar un estudio de funcionamiento hidráulico de canales para verificar si los canales existentes son suficientes o habría que rectificarlos o bien diseñar otros nuevos.
- Diseño de obras hidráulicas para control de avenidas como son compuertas y cárcamos de bombeo
- Ver la influencia de las obras realizadas en la recuperación de los humedales naturales de la región.

5. Descripción de la metodología

El presente estudio tiene como objetivo la protección de tierras de cultivo para evitar que se inunden ya sea por la elevación del nivel del lago o por los escurrimientos superficiales de la cuenca.

Para cumplir con el objetivo el proyecto se dividió 3 etapas: Obtener gasto de diseño, determinar si la infraestructura actual es suficiente y finalmente diseñar las obras hidráulicas necesarias para su correcto funcionamiento y garanticen la seguridad a dichas tierras agrícolas.

En la primera etapa se realizara un estudio hidrológico para determinar dicho gasto de diseño, el cual se describe a detalle en el capítulo 6.

La segunda etapa es hacer visitas de campo y recabar información sobre las condiciones actuales de la infraestructura para poder hacer un modelo en el software Hec-Ras y evaluar en qué condiciones trabaja el sistema.

Una vez hecho el modelo y evaluando su funcionamiento hidráulico proponer el mantenimiento, rectificación o construcción de nuevos canales y obras hidráulicas necesarias para su correcto funcionamiento.

6. Estudio hidrológico

El objetivo del estudio hidrológico es analizar la operación del sistema hidrológico y predecir su respuesta. Un modelo de un sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas medibles, su estructura es una serie de ecuaciones que pretenden representar los fenómenos físicos y naturales que suceden en la vida real.

6.1. Objetivo

Con el estudio hidrológico se pretenden encontrar los gastos para diferentes periodos de retorno generados por la escorrentía superficial de las partes altas de la cuenca, para el diseño de los canales, drenes y demás obras hidráulicas requeridas para la protección de las tierras agrícolas.

6.2. Información requerida

Para la realización del estudio hidrológico primero que nada es necesario tener la información de la zona de estudio, además de la topografía y los datos de precipitación.

Para obtener la topografía recurrimos a un modelo digital de elevaciones.

Un modelo digital de elevación es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en el mismo.

Se utilizó el Continuo de Elevaciones Mexicano 3.0 (CEM 3.0) (INEGI, 2010) el cual es un producto que representa las elevaciones del territorio continental mexicano y poseen una resolución de 15m x 15m.

Por otra parte la información de precipitaciones de la zona la obtendremos por medio de las estaciones climatológicas de CONAGUA existentes en toda la república, la cual tiene un registro histórico de precipitaciones en cada una de las estaciones de la república mexicana, esta información se encuentra presente en la base de datos denominada (CLICOM).

6.3. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

La cuenca a estudiar está catalogada como cuenca muy pequeña según la Tabla 6.1

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

Tabla 6.1.- Clasificación de cuencas según su tamaño

El estudio de la cuenca se focaliza en el entendimiento de las características geomorfológicas y su relación con su capacidad de almacenar y velocidad de respuesta de la cuenca. Las características esenciales para el estudio hidrológico se describen a continuación:

6.3.1. Área, perímetro y centroide

Primeramente debemos definir la cuenca, para definir la cuenca primero debemos crear un raster de dirección de flujo, para crearlo haremos uso del software de prueba Arc-GIS y de la extensión Arc Hydro Tools el cual te pide ingresar el MDE de la zona de estudio.

Una vez creado el raster de dirección de flujo nos vamos a la herramienta Watershade, donde te pedirá ingresar el raster de dirección de flujo y el punto de salida, este punto es donde queremos

conocer el gasto que circula, en este caso necesitamos saber cuánto escurre en toda la cuenca por lo que los puntos de salida los ubicamos en las principales escorrentías como se muestra en la Figura 6.1 y Tabla 6.2 podemos observar las coordenadas de los mismos. Como resultado nos genera las microcuenas de la Figura 6.2.



Figura 6.1- Puntos de salida de microcuenas

Tabla 6.2- Coordenadas de puntos de salida

Nombre	x (m)	y (m)
PS San Cristóbal	257622.77	2207712.71
PS Marijo	257243.36	2206158.25
PS Chucándiro	256040.56	2204695.82
PS 8	256183.82	2205081.19
PS 6	256387.07	2205536.69
PS 5.1	256547.99	2205601.63
PS 4	257318.54	2206857.60
PS 3	257769.36	2208201.84
PS 2	257780.12	2208532.65

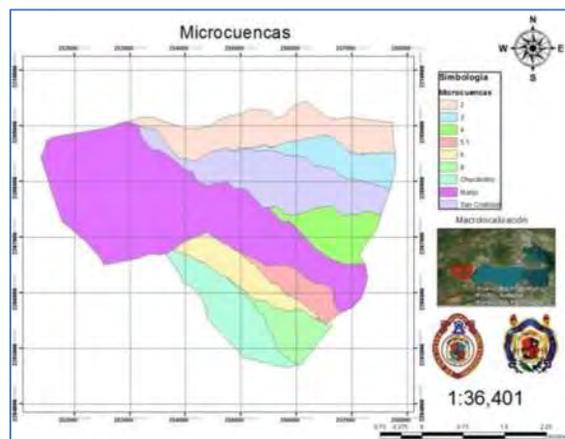


Figura 6.2-Mapa de microcuenas

Ya definidas las microcuencas se obtiene:

- Área, es la superficie que está delimitada por el parteaguas de la cuenca y es la superficie que recibe las aguas de las precipitaciones.
- Perímetro, Las cuencas tienen como límite una frontera natural llamada "parteaguas", esta frontera es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico, separando así dos cuencas vecinas o colindantes. Por lo que el perímetro de la cuenca es la longitud de tal línea en proyección horizontal.
- Centroides, son las coordenadas donde se encuentra el centro de gravedad del polígono de la microcuenca.

Estas son características de la geometría que se obtienen de la tabla de atributos del archivo tipo shape de la microcuenca, las cuales se presentan en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3- Características geomorfológicas de las microcuencas

Microcuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)	Centroide x (m)	Centroide y (m)
San Cristóbal	2.76	10.81	255690.11	2208036.47
Marijo	7.75	16.02	253772.12	2207503.87
Chucándiro	1.60	6.87	254810.05	2205664.80
8	0.82	5.49	255902.68	2205336.16
6	1.06	6.37	254977.12	2206373.81
5.1	0.68	4.78	256077.50	2206068.31
4	1.11	5.56	256687.68	2207098.49
3	1.03	6.99	256790.71	2208395.98
2	2.39	10.94	255609.08	2208887.96

6.3.2. Corriente principal

Un componente importante de la cuenca es el cauce principal, que sería el cauce más largo, donde desembocan todas las corrientes de la cuenca y esta a su vez desemboca en el punto de salida. El cauce principal es de gran importancia ya que sus características definirán el tiempo de respuesta de la cuenca.

Con la extensión Arc-hydro tools de Arc-gis se genera la red de drenaje de la cuenca, teniendo la red de drenaje seleccionamos la corriente principal, en base a las características que mencionamos anteriormente.

En la Figura 6.3 se muestran los cauces principales de cada microcuenca, las características del cauce principal a conocer son las siguientes:

- Longitud del cauce principal
- Pendiente del cauce principal

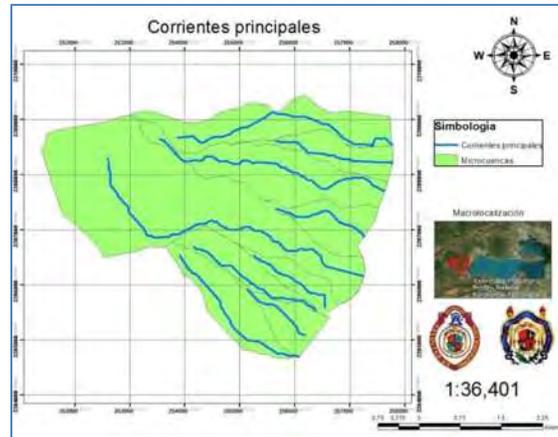


Figura 6.3-Mapa de corrientes principales

6.3.2.1. Longitud del cauce principal

Teniendo los shapes de las corrientes principales de las tablas de atributos obtenemos dichas longitudes, en la Tabla 6.4 se muestran las longitudes de las corrientes principales de cada microcuenca.

Tabla 6.4-Longitudes de cauces principales

Microcuenca	Longitud del cauce principal (Km2)
San Cristóbal	4.69
Maríjo	6.81
Chucándiro	3.04
8	1.42
6	2.67
5.1	1.83
4	1.94
3	2.28
2	4.44

6.3.2.2. Pendiente del cauce principal

La pendiente del cauce principal es un factor muy importante ya que es un indicativo de la velocidad de respuesta de la cuenca, para obtener la pendiente del cauce principal existen varios métodos:

- Aritmético, desnivel que existe entre el principio y final del cauce entre su longitud total, se expresa con la Ecuación 1. (Aparicio, 2009)

$$s = \frac{\Delta H}{L}$$

Ecuación 1- Pendiente media

Dónde:

S= pendiente media del cauce principal

ΔH= diferencia de niveles del cauce principal en metros

L= longitud del cauce principal en metros

- Tylor y Schwarz, donde proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión, la cual se expresa con la Ecuación 2 (Aparicio, 2009).

$$s = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{s_n}}} \right]^2$$

Ecuación 2- Tylor y Schwarz

Dónde:

s= Pendiente media del cauce principal

li= longitud del tramo i en metros

si= Pendiente media del tramo i

Para calcular la pendiente media del cauce natural tenemos que interpolar el shape de la corriente principal con el MDE para generar un shape con elevaciones, esto se hace con Arcgis con el 3D análisis y la herramienta Interpolate shape, donde te pide indicar el shape y el raster en cuestión, con lo que se genera un perfil del cauce principal (Figura 6.4).

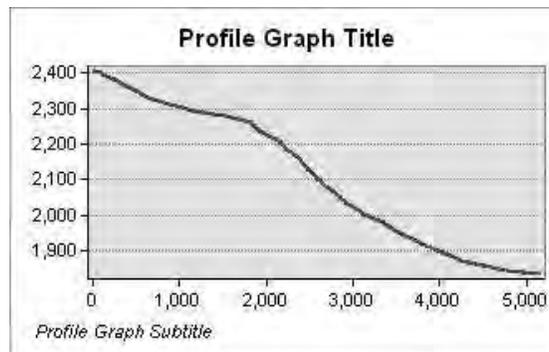


Figura 6.4- Perfil del cauce principal de la microcuenca Marijo

Además de la gráfica también nos genera un archivo en Excel con las distancias en x y las elevaciones, con las cuales podemos aplicar la Ecuación 2 con lo que generamos la Tabla 6.5

Tabla 6.5- ejemplo de tabla de cálculo de Tylor y Schwarz

X	elevación	Δx	Δh	Δs	raiz(Δs)	$li/(raiz(\Delta s))$
0	2406	0	0	0	0	0
12.8174601	2404.333333	12.8174601	1.66666667	0.13003096	0.36059806	35.5450055
25.63492	2403.333333	12.8174599	1	0.07801858	0.27931806	45.888404
38.4523798	2402.5	12.8174598	0.83333333	0.06501548	0.25498134	50.2682272
51.2698395	2401.666667	12.8174596	0.83333333	0.06501548	0.25498134	50.2682263
64.087299	2400.833333	12.8174595	0.83333334	0.06501548	0.25498134	50.2682251
76.9047583	2400	12.8174593	0.83333333	0.06501548	0.25498134	50.2682245
91.8012184	2399.009602	14.8964601	0.9903978	0.06648545	0.25784772	57.7723169
106.697682	2397.185185	14.8964635	1.82441701	0.12247316	0.34996166	42.565987
121.594149	2395.765432	14.8964668	1.41975309	0.09530804	0.30872001	48.2523532
136.490619	2393.706447	14.8964701	2.05898491	0.13821965	0.37177904	40.0680745
151.387092	2391.694102	14.8964734	2.01234568	0.13508873	0.36754419	40.5297484
166.283569	2389.506173	14.8964768	2.18792867	0.14687558	0.3832435	38.8694832
181.180049	2387.290809	14.8964801	2.21536351	0.14871725	0.38563875	38.6280684
196.076533	2385.111111	14.8964834	2.17969822	0.14632301	0.3825219	38.9428249
210.973019	2383.333333	14.8964867	1.77777778	0.11934208	0.34545924	43.1208234
225.869509	2381.925926	14.8964901	1.4074074	0.09447913	0.30737457	48.463638
240.766003	2380.518519	14.8964934	1.40740741	0.09447911	0.30737454	48.4636541
255.662499	2379.111111	14.8964967	1.40740741	0.09447909	0.30737451	48.4636703
270.559	2377.681756	14.8965	1.42935528	0.09595242	0.30976188	48.0901651
285.455503	2375.570645	14.8965034	2.11111111	0.14171857	0.37645527	39.5704476
300.35201	2373.580247	14.8965067	1.99039781	0.13361507	0.36553395	40.7527304
315.24852	2371.481481	14.89651	2.09876543	0.14088974	0.37535282	39.6866872
330.145033	2370.074074	14.8965133	1.40740741	0.09447898	0.30737433	48.4637514

Nota: el cálculo completo y de las demás microcuencas se presenta en el Capítulo Anexos.

En la Figura 6.5 se muestran los resultados de ambos métodos de todas las microcuencas y se resalta en amarillo la pendiente media que será usada para cálculos posteriores.

Tabla 6.6- Pendiente media de cada microcuenca

Microcuenca	Tylor y Schwarz	Aritmético
San cristóbal	0.0938	0.1379
Chucándiro	0.1178	0.1435
Marijo	0.0921	0.1110
2	0.0971	0.1364
3	0.1349	0.1279
4	0.0001	0.0981
5.1	0.1354	0.1189
6	0.1359	0.1505
8	0.1040	0.1305

6.4. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO Y NUMERO DE ESCURRIMIENTO

El coeficiente y número de escurrimiento son valores que pretenden representar o cuantificar el porcentaje de precipitación que escurre en la cuenca, este valor depende del uso y tipo de suelo, y en el caso del número de escurrimiento también depende de la pendiente del terreno y de las condiciones de humedad iniciales del suelo.

Cabe destacar que la diferencia entre ambos radica en que el coeficiente de escurrimiento esta normado por la (NOM-011-CONAGUA-2015) y el número de escurrimiento es un valor empírico, además de que el número de escurrimiento es utilizado para conocer el escurrimiento de respuesta después de una tormenta específica.

A continuación se describirá la metodología desarrollada para determinar cada uno de estos valores.

6.4.1. Coeficiente de escurrimiento

Como se mencionó anteriormente para conocer el coeficiente de escurrimiento nos basamos en la (NOM-011-CONAGUA-2015) de donde obtenemos la Tabla 6.7.

Tabla 6.7- Parámetro K según el uso y tipo de suelo de la (NOM-011-CONAGUA-2015, 2015)

TIPO DE SUELO	CARACTERÍSTICAS			
A	Suelos permeables, tales como arenas profundas y loess poco compactos.			
B	Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad: loess algo más compactos que los correspondientes a los suelos A; terrenos migajosos.			
C	Suelos casi impermeables, tales como arenas o loess muy delgados sobre una capa impermeable, o bien arcillas.			
USO DE SUELO		TIPO DE SUELO		
		A	B	C
Barbecho, áreas incultas y desnudas		0.26	0.28	0.3
Cultivos:				
En Hileras		0.24	0.27	0.3
Legumbres o rotación de pradera		0.24	0.27	0.3
Granos pequeños		0.24	0.27	0.3
Pastizal:				
% del suelo cubierto o pastoreo				
Más del 75% - Poco -		0.14	0.2	0.28
Del 50 al 75% - Regular -		0.2	0.24	0.3
Menos del 50% - Excesivo -		0.24	0.28	0.3
Bosque:				
Cubierto más del 75%		0.07	0.16	0.24
Cubierto del 50 al 75%		0.12	0.22	0.26
Cubierto del 25 al 50%		0.17	0.26	0.28
Cubierto menos del 25%		0.22	0.28	0.3
Zonas urbanas		0.26	0.29	0.32
Caminos		0.27	0.3	0.33
Pradera permanente		0.18	0.24	0.3

Para conocer el uso y tipo de suelo nos vamos a los Figura 6.5 y Figura 6.6 respectivamente del Capítulo 3, donde se muestra la distribución espacial de los diferentes usos y tipos de suelo. Los cuales habrá que reclasificar de acuerdo a la descripción de la Figura 6.5.

Esto lo hacemos con ayuda del Arcgis con la herramienta Editor, y en base a criterio y visitas de campo reclasificar los mapas de acuerdo a la norma de la forma más apegada a la realidad, con lo que obtenemos los mapas ya reclasificados que se muestran en las figuras Figura 6.5 y Figura 6.6.



Figura 6.5- Reclasificación de uso de suelo según la (NOM-011-CONAGUA-2015)

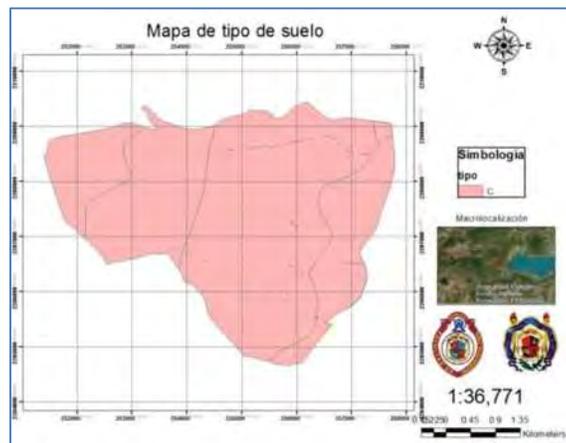


Figura 6.6- Tipo de suelo reclasificado según la (NOM-011-CONAGUA-2015)

Al tener un solo tipo de suelo (Figura 6.6) no es necesario la multiplicación de mapas el mapa de uso de suelo lo consideramos en su totalidad sobre un suelo tipo c, por lo que el mapa del parámetro K sería el siguiente (Figura 6.7).

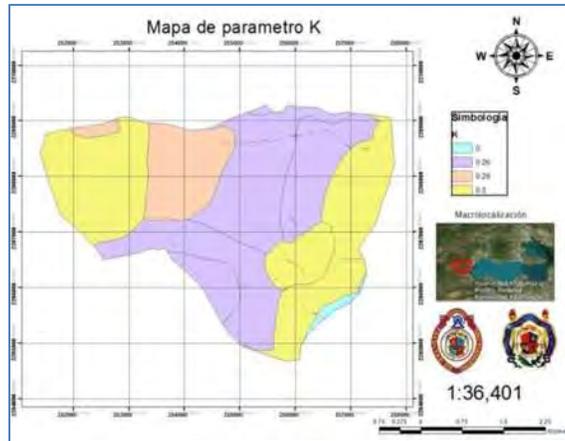


Figura 6.7- Mapa de parámetro K

Y como resultado tenemos la Tabla 6.8 donde se aprecia el porcentaje de áreas de cada parámetro K. utilizando la Ecuación 3 (Aparicio, 2009) podemos cuantificar el parámetro K de la cuenca.

$$K_{cuenca} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i * K_i$$

Ecuación 3- Determinar K de la cuenca

Tabla 6.8- K de la cuenca

K	Área (Km2)	%área	K*%área
0	0.16685331759	0.00897	0
0.26	8.42064458127	0.45259	0.11767469
0.28	2.37784039630	0.12780	0.035785337
0.3	7.63991647478	0.41063	0.123189656
Σ	19		0.276649684

Teniendo el parámetro K y la precipitación media anual que se generó en el Capítulo 6.6 los sustituimos en la Ecuación 4 (NOM-011-CONAGUA-2015), con la cual obtenemos el coeficiente de escurrimiento.

$$C_e = \frac{K(P - 250)}{2000} \quad \text{si} \quad K \leq .15$$

$$C_e = \frac{K(P - 250)}{2000} + \frac{K - .15}{1.5} \quad \text{si} \quad K > .15$$

Ecuación 4- Coeficiente de escurrimiento

Dónde:

Ce= Coeficiente de escurrimiento

K= Parámetro K de escurrimiento

P= Precipitación media anual

El procedimiento presentado fue para obtener el K de toda la microcuenca, para el estudio se requiere el parámetro K de cada microcuenca, con la herramienta Clip de Arcgis se recorta el mapa de K de la cuenca (Figura 6.7) al tamaño de cada microcuenca y se realiza el mismo procedimiento para cada microcuenca, las tablas y cálculos se presentan en el Capítulo Anexos, en la tabla 564 se presentan los parámetros K y el coeficiente de escurrimiento de cada microcuenca.

Tabla 6.9-Valores de K y Ce para cada microcuenca

Microcuenca	K	Ce
San cristóbal	0.2729	0.1672
Chucándiro	0.2627	0.1525
Marijo	0.2825	0.1755
2	0.2709	0.1650
3	0.2792	0.1669
4	0.2905	0.1791
5.1	0.2703	0.1567
6	0.2653	0.1577
8	0.2750	0.1604

6.4.2. Numero de escurrimiento

El método del Número de Curva del Servicio de Conservación de Suelos de los EE.UU (S.C.S.) es una técnica muy utilizada en hidrología operacional para determinar la esorrentía directa originada por una tormenta. La gran aceptación del método radica en su simplicidad y en la facilidad de uso en cuencas con un mínimo de información hidrológica. (Villón Béjar, 2001)

Para el cálculo de este valor hacemos uso de la Tabla 6.10, (Aparicio, 2009) la cual nos presenta los diferentes valores N para cada uso y tipo de suelo, además de la pendiente del terreno.

Tabla 6.10- Numero N de acuerdo a la pendiente, uso y tipo de suelo

USO DE LA TIERRA Y COBERTURA	TRATAMIENTO DEL SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO EN %	TIPO DE SUELO													
			A	B	C	D										
			<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIPO DE SUELO</th> <th>TEXTURA DEL SUELO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>Arenas finas y limos.</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables.</td> </tr> </tbody> </table>				TIPO DE SUELO	TEXTURA DEL SUELO	A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.	B	Arenas finas y limos.	C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.	D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables.
TIPO DE SUELO	TEXTURA DEL SUELO															
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.															
B	Arenas finas y limos.															
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.															
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables.															
Sin cultivo	Surcos Rectos	—	77	86	91	94										
Cultivos en surco	Surcos Rectos	>1	72	81	88	91										
	Surcos Rectos	<1	67	78	85	89										
	Contorneo	>1	70	79	84	88										
	Contorneo	<1	65	75	82	86										
	Terrazas	>1	66	74	80	82										
	Terrazas	<1	62	71	78	81										
Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84	88										
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87										
	Contorneo	>1	63	74	82	85										
	Contorneo	<1	61	73	81	84										
	Terrazas	>1	61	72	79	82										
	Terrazas	<1	59	70	78	81										
Leguminosas o praderas con rotacion	Surcos rectos	>1	66	77	85	89										
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85										
	Contorneo	>1	64	75	83	85										
	Contorneo	<1	55	69	78	83										
	Terrazas	>1	63	73	80	83										
	Terrazas	<1	51	67	76	80										
Pastizales	-----	>1	68	79	86	89										
	-----	<1	39	61	74	80										
	Contorneo	>1	47	67	81	88										
	Contorneo	<1	6	35	70	79										
Pradera permanente	-----	<1	30	58	71	78										
Bosque naturales																
Muy ralo	-----	—	56	75	86	91										
Ralo	-----	—	46	68	78	84										
Normal	-----	—	36	60	70	77										
Espeso	-----	—	26	52	62	69										
Muy espeso	-----	—	15	44	54	61										
Caminos																
De terracería	-----	—	72	82	87	89										
Con superficie dura	-----	—	74	84	90	92										

Donde utilizaremos los mismos mapas reclasificados de uso y tipo de suelo Figura 6.5, Figura 6.6 respectivamente, y se le agregara un mapa de pendientes mayores y menores a 1%.

Este mapa se generará a partir del modelo digital de elevaciones se genera un mapa de pendientes (Figura 6.8) con la herramienta de Arcgis Slope, el cual con la herramienta de Arcgis- Reclassify, reclasificamos los rangos para que nos indique solo 2 parámetros, pendientes mayores a 1% y pendientes menores a 1%, el cual se muestra en la Figura 6.9.

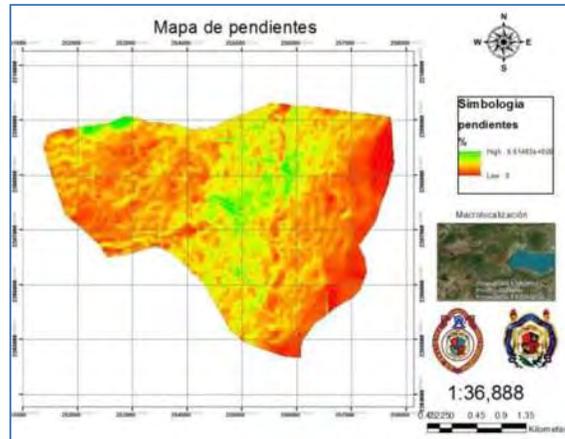


Figura 6.8- Mapa de pendientes

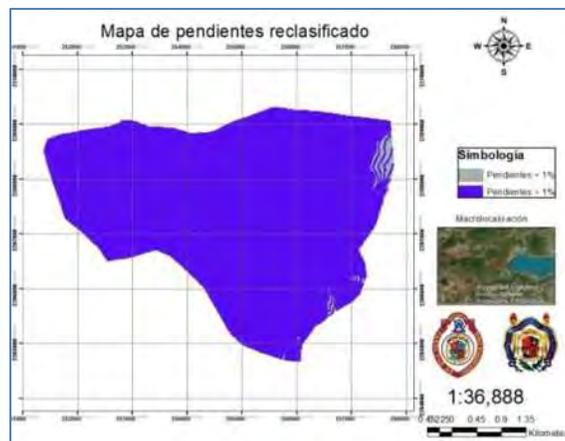


Figura 6.9- Mapa reclasificado de pendientes

Considerando que solo tenemos tipo de suelo C solo será necesario multiplicar el mapa de uso de suelo y el mapa de pendientes, lo que haremos de la siguiente manera:

El mapa de uso de suelo lo dividiremos en un raster por cada uso de suelo, donde cada raster tendrá valores de 0 y 1, donde 1 será las áreas donde se encuentre el uso de suelo a considerar y las áreas que contengan un 0 serán todos los demás usos de suelo, por ejemplo, en el mapa raster de agricultura las zonas con un 1 serán zonas donde el uso de suelo es agricultura y las zonas que se indiquen con 0 no serán zonas con agricultura, sin importar que uso de suelo sea.

Para multiplicar mapas nos vamos a Raster calculator, tenemos que multiplicar todos los mapas de pendientes con todos los mapas de uso de suelo a excepción del bosque, los mapas que se multiplicaran son los siguientes:

- Agricultura
- Pastizal
- Pendiente < 1%
- Pendiente > 1%

Como se ve en la Tabla 6.10 se observa que en el bosque no interesa la pendiente, por lo que este no se multiplicara con las pendientes.

Como resultado obtendremos mapas de:

- Agricultura-Pendiente < 1%
- Pastizal- Pendiente < 1%
- Pastizal-Pendiente < 1%
- Agricultura-Pendiente > 1%
- Bosque normal
- Bosque espeso

Si tenemos 2 de pendientes y 2 de uso de suelo en total obtendremos 4 mapas multiplicados más los 2 mapas de bosque, para unir estos mapas nos vamos a la calculadora raster, donde seleccionamos los 6 mapas y no genera una combinación de todos los mapas. Con lo que obtenemos el mapa N de la Figura 6.10.

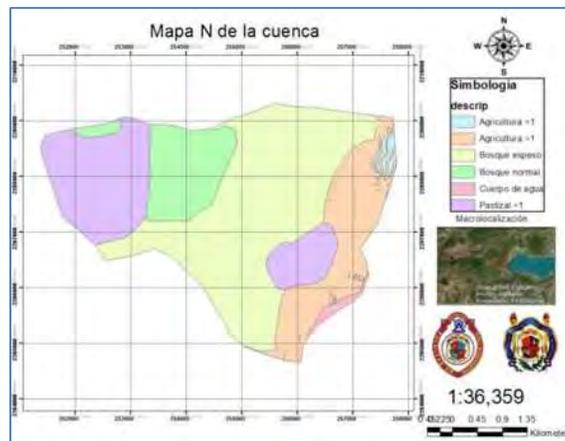


Figura 6.10- Mapa N de la cuenca

Aplicamos la Ecuación 5 para generar Tabla 6.11 en donde se puede observar el N de la cuenca.

$$N_{cuenca} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i * N_i$$

Ecuación 5- Calcular N de la cuenca

Tabla 6.11- N de la cuenca

N	Área (Km2)	%área	N*%área
0	0.16478168	0.00887	0
62	8.40704333	0.45279	28.0732796
70	2.37322088	0.12782	8.94734897
85	0.20191185	0.01087	0.92435526
86	4.25516852	0.22918	19.7093994
88	3.16487745	0.17046	15.000224
Σ	18.567004		72.6546073

De igual forma los cálculos son para la cuenca general, para cálculos posteriores se requieren los valores N de cada microcuenca, los cuales se presentan en la Tabla 6.12 y los cálculos se presentan en el Capítulo Anexos.

Tabla 6.12- Valores N para cada microcuenca

Microcuenca	N
San cristóbal	69.4176
Chucándiro	63.7336
Marijo	75.7437
2	68.1919
3	74.0956
4	81.4691
5.1	77.3929
6	65.4295
8	77.2720

6.5.ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS DE PRECIPITACION

6.5.1. Selección de estaciones

Es evidente que hay muchas estaciones climatológicas en la zona las cuales se muestran en la Figura 6.11 y Tabla 6.13 se muestran sus características, pero no todas las estaciones cuentan con información de calidad o carecen de ella, por lo tanto solo utilizaremos estaciones que estén cercanas y además que tengan información de buena calidad.

Para seleccionar las estaciones con las que vamos a trabajar ya sean principales o secundarias, nos basaremos en ciertos criterios como lo son:

- Ubicación espacial. con el cual le daremos más importancia a las estaciones más cercanas a la cuenca.
- Cantidad de información. Mientras más años de precipitación tenga el registro la estación tendrá un mayor peso.
- Calidad de la información. Con un porcentaje de vacíos de información menor el peso de la estación será mayor.

Al final las estaciones que su sumatoria de todos los criterios sea mayor serán las que pasen la preselección, para después aplicarles las pruebas de consistencia y homogeneidad y poder determinar estaciones primarias y secundarias.

Para conocer la ubicación geográfica de las estaciones nos ayudamos con un KML descargado de (CONABIO), el cual contiene información como la localización, nombre y código de todas las estaciones climatológicas del país.



Figura 6.11-Distribución espacial de estaciones climatológicas

Tabla 6.13-Estaciones más cercanas a la zona

CÓDIGO	NOMBRE	COORDENADAS GEOGRAFICAS		COORDENADAS UTM			N° DE DATOS			PERIODO DE INFORMACION (AÑOS)		
		LAT	LONG	X (m)	Y (m)	Zona	Z (msnm)	SERVICIO	VACIOS	EFFECTIVOS	INFORMACION (AÑOS)	
11047	MOROLEON, MOROLEON	20.125604	N -101.191399	E 270907.51	2226888.78	14	1816	1068	488	580	1923-2011	88
11010	CERANO, YURIRIA	20.101106	N -101.395802	E 249490.93	2224470.75	14	1909	456	35	421	1963-2000	37
16104	PURUANDIRO, PURUANDIRO	20.088103	N -101.515801	E 236915.76	2223215.68	14	1895	780	211	569	1943-2007	64
11158	PINICUARO, MOROLEON	20.04891	N -101.240802	E 265626.88	2218465.41	14	2127	384	69	315	1981-2012	31
16234	GALEANA, PURUANDIRO	20.03891	N -101.575002	E 230637.94	2217862.2	14	1938	300	60	240	1982-2006	24
16027	CUITZEO, CUITZEO	19.956114	N -101.138102	E 276241.31	2208050.27	14	1833	984	24	960	1924-2005	81
16023	COPANDARO DE GALEANA,	19.892206	N -101.2136	E 268244.03	2201076.54	14	1850	228	49	179	1969-1987	18
16155	COPANDARO, JIMENEZ	19.899711	N -101.659201	E 221580.62	2202583.4	14	1992	396	17	379	1970-2002	32
16231	LAS CRUCES, PURUANDIRO	19.93891	N -101.383299	E 250542.61	2206491.17	14	2412	300	108	192	1983-2007	24
16016	CARRILLO PUERTO, A. O.	19.897207	N -101.038098	E 286631.27	2201398.19	14	1858	444	0	444	1969-2005	36
16050	HUANIQUEO, HUANIQUEO	19.899209	N -101.504702	E 237763.94	2202279.94	14	2053	696	52	644	1949-2006	57
16100	PUENTE SAN ISIDRO,	19.865815	N -101.518905	E 236220.89	2198603.48	14	2017	552	8	544	1947-1992	45
16250	HUANDACARO, CUITZEO	19.988908	N -101.275	E 261958.15	2211870.22	14	1854	336	67	269	1983-2010	27
16513	EL JACAL(DGE)	19.886717	N -101.336101	E 255403.65	2200576.16	14	1877	408	113	295	1982-2015	33
16034	EL JACAL (SMN)	19.886717	N -101.3356	E 255457.36	2200641.63	14	1876	228	0	228	1969-1987	18
16119	STA.RITA,COPANDARO DE G.	19.903904	N -101.261101	E 263286.34	2202438.11	14	1881	516	215	301	1965-2007	42

Del archivo de estaciones obtenemos el código de cada estación, el cual ingresaremos en la base de datos de (CLICOM) y esta nos dará varias opciones para descargar los datos, nosotros elegiremos descargar el registro de precipitaciones diarias.

Una vez descargados los datos hacemos uso de Excel para acomodar esta información y obtener las tablas de lluvias máximas (Tabla 6.14) y totales (Tabla 6.15) anuales, además de conocer los años de registro y el porcentaje de información faltante.

Tabla 6.14- Acomodo de datos diarios para generar cuadro de lluvia total anual

#		Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total Anual
1	1949	0	4.5	0	0	33	se descarta	se descarta	140.1	109.2	37.5	0	0	
2	1950	0	0	4.5	7.5	100.6	216	181	se descarta	181.9	38.5	0.2	0	
3	1951	0	0	1	0	56.5	155.5	150	122	72.5	45.5	17	0	620
4	1952	2	7.5	0	47	91.5	265.5	101	169.1	224	4	90	0	1001.6
5	1953	0	0	0	4.5	4.5	137	167.5	203	101	72	38.5	54.5	782.5
6	1954	0	7	2.5	19.5	37.5	135.5	156.5	172.5	100	80.5	5	5	721.5
7	1955	1.5	0	0	1.5	36.5	83.5	141	272	235	95.5	50	6	922.5
8	1956	0	0	0	15	159.1	237.5	230.5	185.3	56.5	15	14	9	921.9
9	1957	4	10.5	0	0	10.5	82	107.5	160	93.1	15	15	1	498.6
10	1958	114.5	0	0	0	42.5	192	254	219	298.5	66	26.5	18	1231
11	1959	0	28	0	97.5	42	158	266	143.5	136.5	73	2.5	0	947
12	1960	5	0	0	15	46.5	61.5	139.5	219.8	84.5	43.5	6.9	51.5	673.7
13	1961	22	0	0	40.5	11	155	252.5	90.5	82	58	17	0	728.5
14	1962	0	0	0	9.5	16	155.5	114	190.5	172.5	64.5	18	19	759.5
15	1963	0	0	41.2	0	45.5	133	229	159	103	96.1	0	0	806.8
16	1964	40.5	6.5	6	2	88	97.5	105	234	197	52.5	47	0	876
17	1965	0	47	4	39	46	129	266	375	110	66	15.5	0	1097.5
18	1966	10.5	42	8.5	26	82	120.5	263.5	216.5	113.5	66	0	0	949
19	1967	81.5	15	27.5	21.5	43.5	206	159	221.5	276	103.5	42	0	1197
20	1968	7	19	28.5	13.5	56.5	se descarta	228.5	109	119.5	72.5	2	5	
21	1969	3.5	5.5	4	3	11	137.5	168	194	168	21.5	se descarta	5	721
22	1970	0	13	0	0	29	135	212	142	163	22	17	0	733
23	1971	2	0	16.5	3.5	5.5	136.5	210.5	158	258	43	1	10.5	845
24	1972	8	1	14	14	68	200.5	296	97.5	204.5	56.5	38	24	1022
25	1973	3	5	0	se descarta	62.5	90.5	263	245.5	155	133.5	se descarta	se descarta	958
37	1985	0	0.7	0.8	15.6	13.2	247	176.9	102.7	154.4	28.7	3.4	8.6	752
38	1986	2.9	6.4	0	17.2	63.1	306	163.8	148.8	147.9	193.7	11.4	2.8	1064
7	1993	13.2	1.8	0	4.1	8.8	184.9	250.6	185.8	209.9	27.4	20	0	906.5
20	2006	39.1	0	10.6	12.1	90.3	65.7	153.3	244.2	144.9	92.5	6.3	0	859
	total	896	395.8	353	781.1	2566.6	8000.2	10699.9	9848.6	8267.5	3374.1	908.2	519.8	870.512

Tabla 6.15-Acomodo de datos diarios para generar cuadro de lluvia máxima anual

#		Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Máxima Anua
1	1949	0	3	0	0	19.5	se descarta	se descarta	22.5	26.5	17	0	0	26.5
2	1950	0	0	2.5	7.5	57	50.5	36.5	se descarta	38	36.5	0.2	0	57
3	1951	0	0	1	0	22	31	24	20	9	20	7.5	0	31
4	1952	2	7.5	0	20.5	25	70	23.5	37.5	49	4	46	0	70
5	1953	0	0	0	4.5	4	36	36.5	33	21	19	35	21	36.5
6	1954	0	7	1.5	4.5	15	29	28	55	20	22	4	4.5	55
7	1955	1.5	0	0	1.5	20	27	19	31	35	30	20	6	35
8	1956	0	0	0	13	28	62	42	34	15	7.5	10	9	62
9	1957	4	8.5	0	0	6.5	39	18.5	28	27	10.5	10.5	1	39
10	1958	34	0	0	0	8.5	23	53	36.5	35	15	8	13	53
11	1959	0	27	0	25	19	20	89	21	58	13.5	2.5	0	89
12	1960	2.5	0	0	8	21.5	27	50	42	29	8	6.9	36	50
13	1961	9	0	0	40.5	9	25	49	30.5	33	26	15	0	49
14	1962	0	0	0	7.5	5	34	20	39	37.5	21	13	8	39
15	1963	0	0	28	0	11	25	54	16.5	19	17	0	8	54
16	1964	15.5	6.5	5	1	18	13.5	24.5	63.5	42	18	28	11.5	63.5
17	1965	0	17	3	23	22	36	45.5	72	20	20	14.5	0	72
18	1966	6	19	5.5	17.5	35	28.5	41.5	27.5	25	16.5	0	0	41.5
19	1967	40	10	12	7	34	50.5	18	45	37.5	16	32	33	50.5
20	1968	7	8.5	12.5	3.5	28	se descarta	24.5	27	20	27.5	2	3	28
21	1969	2.5	4	4	3	6.5	32.5	34	26	26	12.5	se descarta	3	34
22	1970	0	7.5	0	0	17	18	27	20	33	20	8.5	0	33
23	1971	2	0	12.5	3.5	4	20	44	29	36	19	1	8.5	44
24	1972	4	1	14	14	28	44	42.5	20	40	20	20	24	44
25	1973	3	5	0	se descarta	20	22	32	35	29.5	54.5	se descarta	se descarta	54.5
37	1985	0	0.7	0.8	14.1	3.8	51.6	27.1	22.3	56	9.3	1.9	8.6	56
38	1986	2.9	6.4	0	8.7	27.8	74.5	20.3	23.6	41.3	62.8	8	2.8	74.5
45	1993	4.6	1.8	0	4.1	8.8	30.5	37.1	27.8	39	9.3	16.3	0	39
58	2006	23.7	0	10.4	10.8	17.7	15.2	39.3	35.5	28.1	18.4	2.5	0	39.3
	Max	44	30	28	45.5	57	79.5	89	72	58	62.8	46	36	89

Con esto tendríamos la información necesaria para poder hacer el preseleccionamiento de las estaciones a utilizar.

De todas las estaciones hay que seleccionar al menos una estación que sea utilizada como estación principal y sea representativa de la cuenca. Al realizar este proceso se obtuvieron 2 posibles estaciones principales: 16027 y 16050 Figura 6.12 como se muestra en la Tabla 6.16- Estaciones y criterios de selección.



Figura 6.12- Posibles estaciones principales

Tabla 6.16- Estaciones y criterios de selección

Estaciones	CÓDIGO	NOMBRE	AÑOS	DE VACIO	DISTANCIA (Km)	PESO			SUMATORIA	CALIDAD
						NO. AÑOS	%Vacíos	distancia		
1	11047	MOROLEON, MOROLEON	88	46	25	9	5	4	18	Mala
2	11010	CERANO, YURIRIA	37	8	178	4	10	1	15	Mala
3	16104	PURUANDIRO, PURUANDIRO	64.00	27	25	7	7	4	18	Mala
4	11158	PINICUARO, MOROLEON	31.00	18	15	4	8	7	19	Regular
5	16234	GALEANA, PURUANDIRO	24.00	20	27	3	8	4	15	Mala
6	16027	CUITZEO, CUITZEO	81.00	2	21	9	10	5	24	Buena
7	16023	COPANDARO DE GALEANA,	18.00	21	16	2	8	7	17	Mala
8	16155	COPANDARO, JIMENEZ	32.00	4	34	4	10	2	16	Mala
9	16231	LAS CRUCES, PURUANDIRO	24.00	36	5	3	6	9	18	Mala
10	16016	CARRILLO PUERTO, A. O.	36.00	0	32	4	10	3	17	Mala
15	16050	HUANIQUEO, HUANIQUEO	57.00	7	18	6	10	6	22	Buena
12	16100	PUENTE SAN ISIDRO,	45.00	1	21	5	10	5	20	Regular
13	16250	HUANDACARO, CUITZEO	27.00	20	8	3	8	9	20	Regular
14	16513	EL JACAL(DGE)	33.00	28	7	4	7	9	20	Regular
11	16034	EL JACAL (SMN)	18.00	0	7	2	10	9	21	Regular
16	16119	STA.RITA,COPANDARO DE G.	42.00	42	9	5	5	8	18	Mala

6.5.2. Consistencia y Homogeneidad de los datos precipitaciones

Las estaciones principales seleccionadas tienen cierto porcentaje de vacíos que es necesario corregir, el llenado de datos faltantes lo podemos hacer con ayuda de estaciones secundarias.

Para que una estación pueda ser utilizada como estación secundaria debe de tener correlación con la estación principal, además de que debe ser homogénea e independiente. Al llenar la estación principal con una estación que cumpla estas condiciones nos garantiza que el dato que vamos a llenar se acerca lo más posible al dato real.

a) Coeficiente de correlación

El coeficiente de correlación de Pearson, pensado para variables cuantitativas (escala mínima de intervalo), es un índice que mide el grado de covariación entre distintas variables relacionadas linealmente.

El valor del coeficiente de correlación oscila entre 0 y ± 1 ; una correlación igual a 0 significa ausencia de relación y cuando el valor de la correlación es igual a 1 la correlación es perfecta.

Decimos que la correlación entre dos variables X e Y es perfecta positiva cuando exactamente en la medida que aumenta una de ellas aumenta la otra. (Aparicio, 2009).

En nuestro caso necesitamos conocer la correlación existente entre los datos de precipitación totales de la estación principal y las secundarias, para encontrar esta correlación primeramente debemos conocer la desviación estándar de los datos de ambas estaciones con la Ecuación 8, donde x sería el valor de la estación secundaria, y el de la estación principal y n es el número de datos. (Aparicio, 2009)

$$\gamma = \beta \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$$

Ecuación 6-Coeficiente de correlación

$$\beta = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

Ecuación 7-Variable beta

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_i^N (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad \sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_i^N (y_i - \bar{y})^2}{n}}$$

Ecuación 8-Desviación estándar (x, y)

Dónde:

γ = Coeficiente de correlación

σ_x = Desviación estándar en x

σ_y = Desviación estándar en y

β = Coeficiente β

x_i = dato de una estación secundaria

y_i =dato de estación principal

\bar{x} = media aritmética de los datos de la estación secundaria

\bar{y} = media aritmética de los datos de la estación principal

Finalmente obtenemos la Tabla 6.17 donde tenemos una matriz de correlación entre todas las estaciones, nosotros tomaremos como una buena correlación los valores arriba de .74 por lo tanto todas las estaciones que estén debajo de este valor serán descartadas.

Tabla 6.17- Correlación entre estaciones

	11010	16104	11158	16234	16027	16023	16155	16231	16016	16050	16100	16250	16513
11010	1	0.81565106	0.59908618	0.76466379	0.82356142	0.78871309	0.73621224	0.8169392	0.66387691	0.76091471	0.79065589	0.734513	0.64540052
16104	0.815651059	1	0.72932443	0.82465832	0.84411939	0.82838649	0.85837475	0.76382899	0.71914109	0.83589103	0.87482238	0.78875717	0.67099983
11158	0.599086175	0.72932443	1	0.60921871	0.64077786	0.91104167	0.58950744	0.61982612	0.55389416	0.63299233	0.64917592	0.53277294	0.47888995
16234	0.764663786	0.82465832	0.60921871	1	0.87634994	0.92103314	0.88556801	0.87322895	0.72544144	0.91625896	0.91936216	0.81588616	0.82262264
16027	0.823561417	0.84411939	0.64077786	0.87634994	1	0.88986675	0.89934775	0.86262504	0.7420966	0.88260911	0.89694683	0.81572654	0.79021264
16023	0.788713091	0.82838649	0.91104167	0.92103314	0.88986675	1	0.86827905	0.87474475	0.74405539	0.85515458	0.88666744	0.91865638	0.99807355
16155	0.736212238	0.85837475	0.58950744	0.88556801	0.89934775	0.86827905	1	0.89226866	0.73471838	0.92015384	0.92289425	0.77972569	0.81943422
16231	0.816939197	0.76382899	0.61982612	0.87322895	0.86262504	0.87474475	0.89226866	1	0.77343418	0.86956454	0.87018228	0.89712293	0.86380546
16016	0.663876905	0.71914109	0.55389416	0.72544144	0.7420966	0.74405539	0.73471838	0.77343418	1	0.70886529	0.73274719	0.62245868	0.58393224
16050	0.760914715	0.83589103	0.63299233	0.91625896	0.88260911	0.85515458	0.92015384	0.86956454	0.70886529	1	0.94574735	0.81127307	0.83529201
16100	0.790655889	0.87482238	0.64917592	0.91936216	0.89694683	0.88666744	0.92289425	0.87018228	0.73274719	0.94574735	1	0.8546662	0.67603955
16250	0.734512999	0.78875717	0.53277294	0.81588616	0.81572654	0.91865638	0.77972569	0.89712293	0.62245868	0.81127307	0.8546662	1	0.73814419
16513	0.645400518	0.67099983	0.47888995	0.82262264	0.79021264	0.99807355	0.81943422	0.86380546	0.58393224	0.83529201	0.67603955	0.73814419	1

b) Curva masa doble

El análisis de homogeneidad se realizó con el método de la curva masa doble.

El método de la curva masa doble consiste en comparar la precipitación anual acumulada con los valores correspondientes también acumulados de la precipitación de otra estación o promedio de varias estaciones (Tabla 6.18). En la Figura 6.13 e observa claramente que los pares de datos de las precipitaciones acumuladas forman una línea recta con un grado de correlación bastante aceptable, por lo que las series de precipitaciones se consideran homogéneas.

Se presenta la gráfica de la estación principal 16027 y la estación secundaria 11158, En el Capítulo Anexos, se presenta las Tablas de cálculo de las precipitaciones acumuladas de la estación principal frente al acumulado de 10 estaciones secundarias o circundantes.

Tabla 6.18- Tabla de cálculo de la curva masa doble

año	Estación 11158			
	est prin	est sec	acum prin	acum sec
1981	848.1	703.8	848.1	703.8
1982	405.7	698.7	1253.8	1402.5
1983	846.7	897.3	2100.5	2299.8
1984	867	1015	2967.5	3314.8
1985	913.2	695.7	3880.7	4010.5
1986	737	894.1	4617.7	4904.6
1987	603.5	616.3	5221.2	5520.9
1988	660	781.5	5881.2	6302.4
1989	643	565.3	6524.2	6867.7
1990	755	708.5	7279.2	7576.2
1991	779.9	1027.3	8059.1	8603.5
1992	766.8	296.2	8825.9	8899.7
1994	613.5	507.8	9439.4	9407.5
1995	683.9	256.2	10123.3	9663.7
2000	489.3	198.1	10612.6	9861.8
2001	594.2	460.7	11206.8	10322.5
2003	690.7	748	11897.5	11070.5
2004	675.3	573.3	12572.8	11643.8

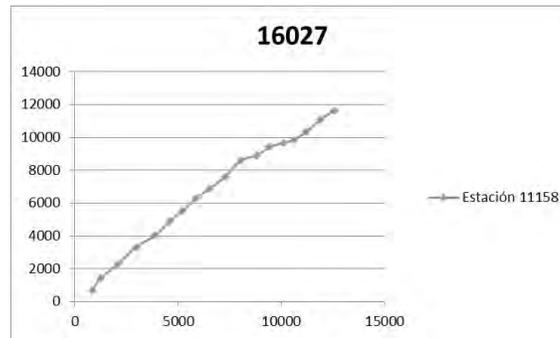


Figura 6.13- Grafica de curva masa doble

c) Límites de Anderson

Al evaluar los errores en la independencia se refiere a la evaluación de la independencia de una misma serie temporal, es decir evaluar que tan independiente es un valor del siguiente y así sucesivamente. El método utilizado para la evaluación de la independencia de los datos fue la persistencia de Anderson.

La característica de la dependencia de las series de tiempo anual, puede ser analizada utilizando 2 cálculos estadísticos clásicos.

- El correlograma con una representación del dominio en el tiempo.
- El espectro con una representación de la frecuencia en el tiempo.

Para una serie independiente la población del correlograma es igual a cero. Sin embargo, series temporales independientes, presentan variabilidad de la muestra, conteniendo fluctuaciones de alrededor de cero, pero estos no son necesariamente cero. En este caso lo que hacemos para determinar los límites de probabilidad de series independientes, utilizamos los límites de Anderson. Los cuales se calculan:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{N - k - 1}}{N - k}$$

$$r_k(99\%) = \frac{-1 \pm 2.326\sqrt{N - k - 1}}{N - k}$$

Ecuación 9-Limites de Anderson para diferentes probabilidades

Para el 95% y 99% de porcentaje de nivel de probabilidad respectivamente, siendo N el tamaño de la muestra.

El correlograma consiste en obtener múltiples correlaciones desfasando la misma serie de precipitaciones, comenzando del orden 1 hasta 25, si los datos calculados en los 25 casos están dentro de los límites de Anderson se dice que la serie de datos es independiente de lo contrario se dice que tiene problemas de independencia.

En este caso utilizaremos la Ecuación 9 del 95% ya que no necesitamos un rango de error tan preciso, le aplicaremos esta prueba a todas las estaciones que hayan pasado las pruebas realizadas anteriormente para determinar cuáles son independientes y por lo tanto son válidas.

En la Figura 6.14 se presenta la gráfica de los límites de Anderson de la estación 16027 donde gráficamente se observa que los datos se encuentran adentro de los límites por lo que indica que la estación es independiente. Las tablas y graficas de las demás estaciones se encuentran en los Anexos.

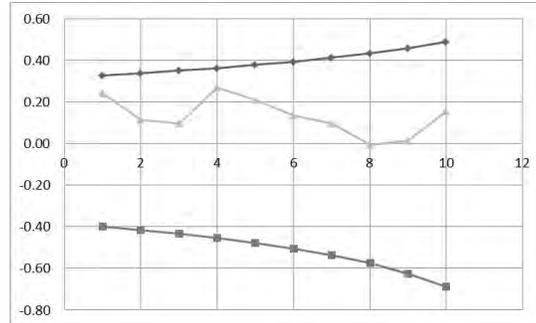


Figura 6.14- Límites de Anderson

En la Tabla 6.19 se muestra de forma resumida el resultado de la prueba de independencia de cada una de las estaciones.

Tabla 6.19-Resultados de la prueba de Anderson

Estación	límites de Anderson
11047	Dependiente
11010	Dependiente
16104	Dependiente
11158	Dependiente
16234	Dependiente
16027	Independiente
16023	Dependiente
16155	Dependiente
16231	Dependiente
16016	Independiente
16119	Dependiente
16050	Independiente
16100	Independiente
16250	Dependiente
16513	Dependiente
16034	Dependiente

6.5.2.1. Resultados de las pruebas

Tabla 6.20-Resultados de pruebas realizadas

#	CÓDIGO	NOMBRE	PRUEBAS		
			CURVA MASA DOBLE	ANDERSON	Correlacion
2	11010	CERANO, YURIRIA	Homogenea	Dependiente	Correlacion
3	16104	PURUANDIRO, PURUANDIRO	Homogenea	Dependiente	Correlacion
4	11158	PINICUARO, MOROLEON	Homogenea	Dependiente	No correlacion
5	16234	GALEANA, PURUANDIRO	Homogenea	Dependiente	Correlacion
6	16027	CUITZEO, CUITZEO	Homogenea	Independiente	Correlacion
7	16023	COPANDARO DE GALEANA,	Homogenea	Dependiente	Correlacion
8	16155	COPANDARO, JIMENEZ	Homogenea	Dependiente	Correlacion
9	16231	LAS CRUCES, PURUANDIRO	Homogenea	Dependiente	Correlacion
10	16016	CARRILLO PUERTO, A. O.	Homogenea	Independiente	No correlacion
15	16050	HUANIQUEO, HUANIQUEO	Homogenea	Independiente	Correlacion
12	16100	PUENTE SAN ISIDRO,	Homogenea	Independiente	Correlacion
13	16250	HUANDACARO, CUITZEO	Homogenea	Dependiente	Correlacion
14	16513	EL JACAL(DGE)	Homogenea	Dependiente	Correlacion

Después de las pruebas realizadas resumidas en la Tabla 6.20 nos quedamos con la estación 16050 como estación principal ya que es la que tiene un registro más grande de datos y procederemos a llenar los datos faltantes tomando como estaciones secundarias la 16027 y la 16100, que son las que pasaron todas las pruebas de confiabilidad. Figura 6.15,



Figura 6.15- Estación principal y estaciones secundarias

Tabla 6.21- Valores de lluvia máximos de la estación principal 16050

#		Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Maxima Anua
1	1949	0	3	0	0	19.5	se descarta	se descarta	22.5	26.5	17	0	0	
2	1950	0	0	2.5	7.5	57	50.5	36.5	se descarta	38	36.5	0.2	0	
3	1951	0	0	1	0	22	31	24	20	9	20	7.5	0	31
4	1952	2	7.5	0	20.5	25	70	23.5	37.5	49	4	46	0	70
5	1953	0	0	0	4.5	4	36	36.5	33	21	19	35	21	36.5
6	1954	0	7	1.5	4.5	15	29	28	55	20	22	4	4.5	55
7	1955	1.5	0	0	1.5	20	27	19	31	35	30	20	6	35
8	1956	0	0	0	13	28	62	42	34	15	7.5	10	9	62
9	1957	4	8.5	0	0	6.5	39	18.5	28	27	10.5	10.5	1	39
10	1958	34	0	0	0	8.5	23	53	36.5	35	15	8	13	53
11	1959	0	27	0	25	19	20	89	21	58	13.5	2.5	0	89
12	1960	2.5	0	0	8	21.5	27	50	42	29	8	6.9	36	50
13	1961	9	0	0	40.5	9	25	49	30.5	33	26	15	0	49
14	1962	0	0	0	7.5	5	34	20	39	37.5	21	13	8	39
15	1963	0	0	28	0	11	25	54	16.5	19	17	0	8	54
16	1964	15.5	6.5	5	1	18	13.5	24.5	63.5	42	18	28	11.5	63.5
17	1965	0	17	3	23	22	36	45.5	72	20	20	14.5	0	72
18	1966	6	19	5.5	17.5	35	28.5	41.5	27.5	25	16.5	0	0	41.5
19	1967	40	10	12	7	34	50.5	18	45	37.5	16	32	33	50.5
20	1968	7	8.5	12.5	3.5	28	se descarta	24.5	27	20	27.5	2	3	
21	1969	2.5	4	4	3	6.5	32.5	34	26	26	12.5	se descarta	3	34
22	1970	0	7.5	0	0	17	18	27	20	33	20	8.5	0	33
23	1971	2	0	12.5	3.5	4	20	44	29	36	19	1	8.5	44
24	1972	4	1	14	14	28	44	42.5	20	40	20	20	24	44
25	1973	3	5	0	se descarta	20	22	32	35	29.5	54.5	se descarta	se descarta	54.5
26	1974	se descarta	18	32.5	33	se descarta	45.5	3	4.5					
27	1975	24	0	0	0	11	45.5	43	21	48.3	2.8	0	2	48.3
28	1976	7.5	0	3	6.5	20.5	16.5	se descarta	29.5	19	52	17	29	
29	1977	3	5.7	0	9	11	37.5	40.5	20	36	17.5	4	14.5	40.5
30	1978	23.5	3.6	10	6.3	17.5	27	35.2	22.7	34.5	35.5	1.7	0	35.5
31	1979	0	11	1.5	11.5	5	34	26.5	25.5	26.2	0	6	21	34
32	1980	44	2.5	7	24	16	31	24	30	25.8	25	1	10.5	44
33	1981	26	2	0	6	20	21.5	50.2	32.3	48	17	0	17.5	50.2
34	1982	0	12	4	7.5	19.4	16	24.5	36.1	29.9	29.7	6.2	20.9	36.1
35	1983	15.3	1.7	15.7	0	33.6	30.9	51.1	16.1	45.6	8.8	21.4	14.2	51.1
36	1984	8.5	16	0	0	9.9	79.5	30.3	31.2	24	25.9	3.3	2	79.5
37	1985	0	0.7	0.8	14.1	3.8	51.6	27.1	22.3	56	9.3	1.9	8.6	56
38	1986	2.9	6.4	0	8.7	27.8	74.5	20.3	23.6	41.3	62.8	8	2.8	74.5
39	1987	1.2	1.1	se descarta	2.9	13.4	34.1	36.5	36.5	19.8	0	36.1	0.8	36.5
40	1988	16.8	0	14.2	2.7	0	25	39.4	19.5	21.4	se descarta	se descarta	se descarta	39.4
41	1989	se descarta												
42	1990	se descarta												
43	1991	se descarta	29	8	7.8									
44	1992	43	12	7.1	5.5	10	37.5	27.2	23.1	37.1	10	17.8	3.7	43
45	1993	4.6	1.8	0	4.1	8.8	30.5	37.1	27.8	39	9.3	16.3	0	39
46	1994	2.7	0	4.9	12.6	9.2	53.3	20	33.5	55.3	20.1	7.3	0.6	55.3
47	1995	3.1	3.1	2.4	5	25.3	32	31.1	26.7	31.1	4	20.4	23.4	32
48	1996	0	0	2.3	3	6.2	24.9	19.4	24.1	35.6	16.9	0	0	35.6
49	1997	0	1	5.7	45.5	9	44.9	31	41.4	13.2	7	4.7	0	45.5
50	1998	0	0	0	0	0	31.5	49.1	49.2	49.4	32.5	2.7	0	49.4
51	1999	0	4.8	0	2	27.1	37.4	32.4	33	31.4	6.3	6.3	0.9	37.4
52	2000	0	0.2	0	0	37.5	45.8	56.2	51	23.7	35	5.3	3.8	56.2
53	2001	9.5	3.6	2.2	27.7	40	34.2	46.3	44	18	17	11	0	46.3
54	2002	18	30	0	33	6	47	44	25	46	26	33	1	47
55	2003	10.8	0	0	8.1	10.8	40.8	86.6	40	37	22.2	27.5	0	86.6
56	2004	5	0	26.8	5.6	41.2	25.1	38.1	33.7	33.6	22.6	3.8	2.8	41.2
57	2005	9.6	3.8	4	14.6	7	29.5	62.1	29.9	27.2	13.2	2.1	0.4	62.1
58	2006	23.7	0	10.4	10.8	17.7	15.2	39.3	35.5	28.1	18.4	2.5	0	39.3
	Max	44	30	28	45.5	57	79.5	89	72	58	62.8	46	36	89

Tabla 6.22- Valores de lluvia total de la estación principal 16050

#		Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total Anual
1	1949	0	4.5	0	0	33	se descarta	se descarta	140.1	109.2	37.5	0	0	
2	1950	0	0	4.5	7.5	100.6	216	181	se descarta	181.9	38.5	0.2	0	
3	1951	0	0	1	0	56.5	155.5	150	122	72.5	45.5	17	0	620
4	1952	2	7.5	0	47	91.5	265.5	101	169.1	224	4	90	0	1001.6
5	1953	0	0	0	4.5	4.5	137	167.5	203	101	72	38.5	54.5	782.5
6	1954	0	7	2.5	19.5	37.5	135.5	156.5	172.5	100	80.5	5	5	721.5
7	1955	1.5	0	0	1.5	36.5	83.5	141	272	235	95.5	50	6	922.5
8	1956	0	0	0	15	159.1	237.5	230.5	185.3	56.5	15	14	9	921.9
9	1957	4	10.5	0	0	10.5	82	107.5	160	93.1	15	15	1	498.6
10	1958	114.5	0	0	0	42.5	192	254	219	298.5	66	26.5	18	1231
11	1959	0	28	0	97.5	42	158	266	143.5	136.5	73	2.5	0	947
12	1960	5	0	0	15	46.5	61.5	139.5	219.8	84.5	43.5	6.9	51.5	673.7
13	1961	22	0	0	40.5	11	155	252.5	90.5	82	58	17	0	728.5
14	1962	0	0	0	9.5	16	155.5	114	190.5	172.5	64.5	18	19	759.5
15	1963	0	0	41.2	0	45.5	133	229	159	103	96.1	0	0	806.8
16	1964	40.5	6.5	6	2	88	97.5	105	234	197	52.5	47	0	876
17	1965	0	47	4	39	46	129	266	375	110	66	15.5	0	1097.5
18	1966	10.5	42	8.5	26	82	120.5	263.5	216.5	113.5	66	0	0	949
19	1967	81.5	15	27.5	21.5	43.5	206	159	221.5	276	103.5	42	0	1197
20	1968	7	19	28.5	13.5	56.5	se descarta	228.5	109	119.5	72.5	2	5	
21	1969	3.5	5.5	4	3	11	137.5	168	194	168	21.5	se descarta	5	721
22	1970	0	13	0	0	29	135	212	142	163	22	17	0	733
23	1971	2	0	16.5	3.5	5.5	136.5	210.5	158	258	43	1	10.5	845
24	1972	8	1	14	14	68	200.5	296	97.5	204.5	56.5	38	24	1022
25	1973	3	5	0	se descarta	62.5	90.5	263	245.5	155	133.5	se descarta	se descarta	958
26	1974	se descarta	18	211	213.5	se descarta	78.5	6	6.5					
27	1975	47	0	0	0	61.5	196.5	246.5	216	116.3	4.3	0	2.5	890.6
28	1976	11.5	0	4	12.5	36.5	57.5	se descarta	173.8	116.7	200.6	28.5	36	
29	1977	6	12	0	17.8	28	166.8	180.4	109.1	226.6	22	6.5	31.5	806.7
30	1978	23.5	6.6	20.5	6.3	27.5	119.8	220.8	222.9	232.4	124	1.7	0	1006
31	1979	0	22.5	1.5	13.5	12.3	87.2	158.6	133.7	99.5	0	12	50.5	591.3
32	1980	105.5	4.5	7	40	49.3	111	99.8	205.3	149.2	70.8	2	13.5	857.9
33	1981	47	3.5	0	20.2	54.9	177.1	207	177.3	122.3	66.8	0	25.3	901.4
34	1982	0	19.6	4	23.8	88.4	52.2	153.9	182.2	81.9	71.2	7.6	36.7	721.5
35	1983	37.3	1.7	15.7	0	62.1	100.6	320.6	135.5	151	12.8	33.8	18.6	889.7
36	1984	18.2	20.9	0	0	24.5	264.6	279	132.5	137.8	60.5	3.3	2.3	943.6
37	1985	0	0.7	0.8	15.6	13.2	247	176.9	102.7	154.4	28.7	3.4	8.6	752
38	1986	2.9	6.4	0	17.2	63.1	306	163.8	148.8	147.9	193.7	11.4	2.8	1064
1	1987	1.2	1.1	se descarta	2.9	20.2	111	140.6	346.1	115.5	0	39	0.8	778.4
2	1988	16.8	0	42	2.7	0	129.1	259	140.6	99.7	se descarta	se descarta	se descarta	689.9
3	1989	se descarta												
4	1990	se descarta												
5	1991	se descarta	116.1	18.9	23.6									
6	1992	119.3	21.2	7.1	12.8	47.8	66.9	191	175.4	219.7	70.1	38.4	3.7	973.4
7	1993	13.2	1.8	0	4.1	8.8	184.9	250.6	185.8	209.9	27.4	20	0	906.5
8	1994	6.9	0	4.9	20.3	40.4	143.4	79.6	126.9	221.1	70.7	7.3	0.6	722.1
9	1995	4.3	7.3	2.4	10.9	95	171.4	179	184.1	127.2	7.3	44.8	40.2	873.9
10	1996	0	0	2.3	5.2	22.5	136.3	159.4	116.5	212	42.9	0	0	697.1
11	1997	0	1	29.1	57.7	40.9	197.6	285.4	139.8	45.9	21.7	7.6	0	826.7
12	1998	0	0	0	0	0	100.8	163.2	276	345	97.6	2.7	0	985.3
13	1999	0	4.8	0	2	29.8	241	168.2	225	46.9	15	6.3	1.7	740.7
14	2000	0	0.2	0	0	113.7	236.2	244.9	84.5	45.2	102.5	5.3	5.9	838.4
15	2001	9.5	3.6	3.9	37.4	109.7	174	257.9	234.5	113	57	11	0	1011.5
16	2002	24	39	0	37	29.3	213.3	226.6	136.4	183.3	81	87	0	1056.9
17	2003	17.4	0	0	8.1	28.6	261.7	296.6	155.5	297.8	57.2	28.4	0	1151.3
18	2004	23.3	0	31.2	6.4	127.7	182	209.9	282.2	204.9	91.9	3.8	0	1163.3
19	2005	17.1	5.9	7.8	14.6	15.4	60.1	354.9	202.5	84.8	47.7	2.1	0	812.9
20	2006	39.1	0	10.6	12.1	90.3	65.7	153.3	244.2	144.9	92.5	6.3	0	859
	total	896	395.8	353	781.1	2566.6	8000.2	10699.9	9848.6	8267.5	3374.1	908.2	519.8	870.512

Nota: aunque está un poco lejos de la cuenca, la estación principal se eligió ya que su rango de años es bastante grande lo cual nos da más datos para poder obtener una proyección más confiable, las estaciones circundantes a la cuenca sin considerar los años con vacíos tienen una precipitación media anual muy parecida que la estación principal, por lo que se tomó la decisión

de utilizar estas estaciones para obtener la precipitación media anual y para obtener las funciones de distribución utilizaremos la estación principal seleccionada y posteriormente trasladaremos las idT de la estación a la cuenca.

6.5.3. Llenado de datos faltantes

Una vez teniendo nuestra estación principal y las estaciones secundarias que hayan cumplido con las pruebas de consistencia, independencia y correlación, procedemos a hacer llenado de datos de lluvia totales faltantes con ayuda de las estaciones secundarias, y ya llenados los datos de lluvias totales llenamos los datos de precipitación máxima diaria.

Para hacer llenado de datos faltantes utilizaremos los siguientes métodos:

- Inverso de la distancia euclidiana al cuadrado. para llenar totales.
- Regresión lineal simple. Para llenado de máximas.

El proceso de cada uno se describe a continuación.

a) Inverso de la distancia euclidiana al cuadrado

Para la aplicación de este método es necesario contar con la distancia euclidiana entre cada estación. Entendiendo como “distancia euclidiana” a la distancia ordinaria entre dos puntos deducida con el teorema de Pitágoras. Por último, la distancia euclidiana queda definida con la siguiente expresión: Ecuación 10.

$$Dist. Eucli. = \sqrt{[(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2 + (z_i - z_j)^2]}$$

Ecuación 10-Ecuacion de distancia euclidiana

Donde x, y, z son las coordenadas de las 2 estaciones de las que se quiere conocer la distancia euclidiana.

Siendo así necesario conocer coordenadas de cada estación en un espacio tridimensional, (las cuales se muestran en la Tabla 6.23, con el fin de realizar una matriz de distancias. La Ecuación 10 se aplica para poder crear dicha matriz Tabla 6.24.

Tabla 6.23- Coordenadas de las estaciones

estación	xcoord	ycoord	ALTITUD
11047	270907.51	2226888.78	1816
11010	249490.93	2224470.75	1909
16104	236915.76	2223215.68	1895
11158	265626.88	2218465.41	2127
16234	230637.94	2217862.20	1938
16027	276241.31	2208050.27	1833
16023	268244.03	2201076.54	1850
16155	221580.62	2202583.40	1992
16231	250542.61	2206491.17	2412
16016	286631.27	2201398.19	1858
16050	237763.94	2202279.94	2053
16100	236220.89	2198603.48	2017
16250	261958.15	2211870.22	1854
16513	255403.65	2200576.16	1877
16034	255457.36	2200641.63	1876
16119	263286.34	2202438.11	1881

Tabla 6.24- Matriz de distancia euclidiana

	11047	11010	16104	11158	16234	16027	16023	16155	16231	16016	16050	16100	16250	16513	16034	16119
11047	0	21552.8517	34189.7203	9946.60426	41269.0235	19579.0493	25949.3163	54990.2223	28829.6178	29950.1014	41281.3203	44757.7949	17482.8382	30540.5856	30456.9141	25610.9688
11010		0	12637.6539	17218.6096	19977.7127	31388.2266	29982.8501	35468.9778	18017.3343	43723.5689	25099.3044	29072.6896	17725.912	24615.2943	24564.7377	25995.2178
16104			0	29102.359	8250.61337	42148.4565	38361.4917	25707.3318	21579.3319	54292.1373	20953.51	24622.3093	27492.5888	29229.2707	29212.6518	33572.5349
11158				0	34994.6497	14873.7252	17586.8986	46822.3183	19261.3304	27065.601	32222.9474	35485.4986	7551.86334	20605.8777	20522.409	16199.1663
16234					0	46647.1044	41182.3279	17761.748	22928.6041	58363.7133	17134.7579	20051.7797	31888.3432	30201.8425	30208.5333	36108.5007
16027						0	10610.8287	54933.6234	25752.4604	12337.02	38908.2653	41120.6726	14785.1655	22137.5773	22064.958	14118.4238
16023							0	46687.9495	18519.5662	18390.0549	30504.5122	32118.926	12490.6297	12850.1544	12794.0905	5141.3543
16155								0	29227.4517	65061.5842	16186.2798	15171.6147	41431.9804	33882.733	33932.5425	41706.1208
16231									0	36450.4697	13459.4854	16354.918	12631.71	7674.84711	7658.92824	13383.2698
16016										0	48875.6734	50488.0391	26803.4751	31238.4434	31183.0943	23368.0919
16050											0	3987.31206	26026.3879	17722.6751	17769.9887	25523.4697
16100												0	28955.82	19284.4328	19344.656	27336.0836
16250													0	13058.2461	12974.6672	9525.20429
16513														0	84.6881633	8099.60959
16034															0	8032.4525
16119																0

$$\text{Peso estación } i = \frac{(\text{Inv. Dist. Euclidiana est } i)^2}{\sum_{i=1}^n (\text{Inv. Dist. Euclidiana})^2}$$

$$\text{Dato faltante} = \sum_{i=1}^n [\text{peso estación } i * \text{precipitación } i]$$

Ecuación 11- Peso de la estación y dato faltante

Dónde:

i= 1...n Estaciones útiles para el llenado de estaciones

Tabla 6.25- Precipitaciones totales de la estación principal 16050 llenas

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	TOTAL ANUAL
1949	0	4.5	0	0	33	115.134752	260.597405	140.1	109.2	37.5	0	0	700.0321566
1950	0	0	4.5	7.5	100.6	216	181	51.9723941	181.9	38.5	0.2	0	782.1723941
1951	0	0	1	0	56.5	155.5	150	122	72.5	45.5	17	0	620
1952	2	7.5	0	47	91.5	265.5	101	169.1	224	4	90	0	1001.6
1953	0	0	0	4.5	4.5	137	167.5	203	101	72	38.5	54.5	782.5
1954	0	7	2.5	19.5	37.5	135.5	156.5	172.5	100	80.5	5	5	721.5
1955	1.5	0	0	1.5	36.5	83.5	141	272	235	95.5	50	6	922.5
1956	0	0	0	15	159.1	237.5	230.5	185.3	56.5	15	14	9	921.9
1957	4	10.5	0	0	10.5	82	107.5	160	93.1	15	15	1	498.6
1958	114.5	0	0	0	42.5	192	254	219	298.5	66	26.5	18	1231
1959	0	28	0	97.5	42	158	266	143.5	136.5	73	2.5	0	947
1960	5	0	0	15	46.5	61.5	139.5	219.8	84.5	43.5	6.9	51.5	673.7
1961	22	0	0	40.5	11	155	252.5	90.5	82	58	17	0	728.5
1962	0	0	0	9.5	16	155.5	114	190.5	172.5	64.5	18	19	759.5
1963	0	0	41.2	0	45.5	133	229	159	103	96.1	0	0	806.8
1964	40.5	6.5	6	2	88	97.5	105	234	197	52.5	47	0	876
1965	0	47	4	39	46	129	266	375	110	66	15.5	0	1097.5
1966	10.5	42	8.5	26	82	120.5	263.5	216.5	113.5	66	0	0	949
1967	81.5	15	27.5	21.5	43.5	206	159	221.5	276	103.5	42	0	1197
1968	7	19	28.5	13.5	56.5	134.769276	228.5	109	119.5	72.5	2	5	795.7692762
1969	3.5	5.5	4	3	11	137.5	168	194	168	21.5	4.98960703	5	725.989607
1970	0	13	0	0	29	135	212	142	163	22	17	0	733
1971	2	0	16.5	3.5	5.5	136.5	210.5	158	258	43	1	10.5	845
1972	8	1	14	14	68	200.5	296	97.5	204.5	56.5	38	24	1022
1973	3	5	0	22.3355636	62.5	90.5	263	245.5	155	133.5	4.85738884	0.99376422	986.1867167
1974	6.0688211	1.69792141	11.1844106	18.0573888	16.7976939	18	211	213.5	73.8025645	78.5	6	6.5	661.1088003
1975	47	0	0	0	61.5	196.5	246.5	216	116.3	4.3	0	2.5	890.6
1976	11.5	0	4	12.5	36.5	57.5	244.044462	173.8	116.7	200.6	28.5	36	921.6444622
1977	6	12	0	17.8	28	166.8	180.4	109.1	226.6	22	6.5	31.5	806.7
1978	23.5	6.6	20.5	6.3	27.5	119.8	220.8	222.9	232.4	124	1.7	0	1006
1979	0	22.5	1.5	13.5	12.3	87.2	158.6	133.7	99.5	0	12	50.5	591.3
1980	105.5	4.5	7	40	49.3	111	99.8	205.3	149.2	70.8	2	13.5	857.9
1981	47	3.5	0	20.2	54.9	177.1	207	177.3	122.3	66.8	0	25.3	901.4
1982	0	19.6	4	23.8	88.4	52.2	153.9	182.2	81.9	71.2	7.6	36.7	721.5
1983	37.3	1.7	15.7	0	62.1	100.6	320.6	135.5	151	12.8	33.8	18.6	889.7
1984	18.2	20.9	0	0	24.5	264.6	279	132.5	137.8	60.5	3.3	2.3	943.6
1985	0	0.7	0.8	15.6	13.2	247	176.9	102.7	154.4	28.7	3.4	8.6	752
1986	2.9	6.4	0	17.2	63.1	306	163.8	148.8	147.9	193.7	11.4	2.8	1064
1987	1.2	1.1	0.00207859	2.9	20.2	111	140.6	346.1	115.5	0	39	0.8	778.4020786
1988	16.8	0	42	2.7	0	129.1	259	140.6	99.7	82.9340384	2.17713548	0	775.011739
1989	2.71351086	5.02390382	0.04676835	0.08314372	8.32828854	113.57863	191.519845	202.988568	146.078857	89.8188057	3.46362462	35.5160445	799.15999
1990	12.8028904	15.6657032	13.9282885	13.9085419	77.0464116	222.419488	172.099871	144.010196	129.074571	82.2971096	0.79168563	1.97921407	886.0239714
1991	9.69814894	8.56778181	0	1.58337126	7.71893487	138.62332	353.652032	156.319519	160.465931	116.1	18.9	23.6	995.2290387
1992	119.3	21.2	7.1	12.8	47.8	66.9	191	175.4	219.7	70.1	38.4	3.7	973.4
1993	13.2	1.8	0	4.1	8.8	184.9	250.6	185.8	209.9	27.4	20	0	906.5
1994	6.9	0	4.9	20.3	40.4	143.4	79.6	126.9	221.1	70.7	7.3	0.6	722.1
1995	4.3	7.3	2.4	10.9	95	171.4	179	184.1	127.2	7.3	44.8	40.2	873.9
1996	0	0	2.3	5.2	22.5	136.3	159.4	116.5	212	42.9	0	0	697.1
1997	0	1	29.1	57.7	40.9	197.6	285.4	139.8	45.9	21.7	7.6	0	826.7
1998	0	0	0	0	0	100.8	163.2	276	345	97.6	2.7	0	985.3
1999	0	4.8	0	2	29.8	241	168.2	225	46.9	15	6.3	1.7	740.7
2000	0	0.2	0	0	113.7	236.2	244.9	84.5	45.2	102.5	5.3	5.9	838.4
2001	9.5	3.6	3.9	37.4	109.7	174	257.9	234.5	113	57	11	0	1011.5
2002	24	39	0	37	29.3	213.3	226.6	136.4	183.3	81	87	0	1056.9
2003	17.4	0	0	8.1	28.6	261.7	296.6	155.5	297.8	57.2	28.4	0	1151.3
2004	23.3	0	31.2	6.4	127.7	182	209.9	282.2	204.9	91.9	3.8	0	1163.3
2005	17.1	5.9	7.8	14.6	15.4	60.1	354.9	202.5	84.8	47.7	2.1	0	812.9
2006	39.1	0	10.6	12.1	90.3	65.7	153.3	244.2	144.9	92.5	6.3	0	859
	927.283371	426.75531	378.161546	837.068009	2676.49133	8724.72547	11921.8136	10403.8907	8776.92192	3629.14995	924.479442	558.289023	865.2591322

b) Regresión lineal simple

Este método consiste en considerar que las precipitaciones totales tienen un comportamiento lineal en relación con las precipitaciones máximas, por lo tanto, se procede a encontrar la ecuación de la recta que mejor ajusta al conjunto de datos antes mencionados. La cual tendrá el formato siguiente (Ecuación 12):

$$Max = \alpha + \beta(Pt)$$

Ecuación 12-Ecuación de llenado de máximas

$$\alpha = \frac{\sum y_i \sum x_i^2 - \sum x_i y_i \sum x_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

Ecuación 13-Constante alfa

Dónde: α y β son constantes que dependen de la serie de datos máximos y totales a correlacionar, β se calcula utilizando la Ecuación 7 vista en el capítulo de correlación y α se calcula con la Ecuación 13. Donde “x” serían los datos de precipitación total y “y” los datos de precipitación máxima.

La ecuación solo es válida para el mes con el que hagas dicha correlación de datos, ya que las precipitaciones varían de meses húmedos a meses secos, con lo que debemos encontrar una ecuación por cada mes donde se presente un vacío.

Una vez obtenidos el número de datos, α y β para cada conjunto de datos máximos y totales de cada mes, obtenemos las ecuaciones para hacer el llenado de datos máximos faltantes, los cuales se resumen en la Tabla 6.26.

Tabla 6.26- Ecuaciones para el llenado de máximas

mes	ecuación
enero	Max=1.66+0.39T
febrero	Max=0.65+0.55T
marzo	Max=0.71+0.53T
abril	Max=2.09+0.47T
mayo	Max=5.24+0.26T
junio	Max=9.5+0.17T
julio	Max=6.16+0.15T
agosto	Max=14.27+0.1T
septiembre	Max=18.3+0.09T
octubre	Max=4.43+0.26T
noviembre	Max=2.02+0.5T
diciembre	Max=2.22+0.5T

Ya obtenidas las ecuaciones para cada mes solo es cuestión de conocer la precipitación total el año y el mes del dato faltante y utilizar la ecuación correspondiente a cada mes.

Tabla 6.27- Precipitaciones máximas de la estación principal 16050 llenas

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	MAX
1949	0	3	0	0	19.5	28.6725273	46.3701533	22.5	26.5	17	0	0	46.3701533
1950	0	0	2.5	7.5	57	50.5	36.5	19.3242892	38	36.5	0.2	0	57
1951	0	0	1	0	22	31	24	20	9	20	7.5	0	31
1952	2	7.5	0	20.5	25	70	23.5	37.5	49	4	46	0	70
1953	0	0	0	4.5	4	36	36.5	33	21	19	35	21	36.5
1954	0	7	1.5	4.5	15	29	28	55	20	22	4	4.5	55
1955	1.5	0	0	1.5	20	27	19	31	35	30	20	6	35
1956	0	0	0	13	28	62	42	34	15	7.5	10	9	62
1957	4	8.5	0	0	6.5	39	18.5	28	27	10.5	10.5	1	39
1958	34	0	0	0	8.5	23	53	36.5	35	15	8	13	53
1959	0	27	0	25	19	20	89	21	58	13.5	2.5	0	89
1960	2.5	0	0	8	21.5	27	50	42	29	8	6.9	36	50
1961	9	0	0	40.5	9	25	49	30.5	33	26	15	0	49
1962	0	0	0	7.5	5	34	20	39	37.5	21	13	8	39
1963	0	0	28	0	11	25	54	16.5	19	17	0	8	54
1964	15.5	6.5	5	1	18	13.5	24.5	63.5	42	18	28	11.5	63.5
1965	0	17	3	23	22	36	45.5	72	20	20	14.5	0	72
1966	6	19	5.5	17.5	35	28.5	41.5	27.5	25	16.5	0	0	41.5
1967	40	10	12	7	34	50.5	18	45	37.5	16	32	33	50.5
1968	7	8.5	12.5	3.5	28	31.9419794	24.5	27	20	27.5	2	3	31.9419794
1969	2.5	4	4	3	6.5	32.5	34	26	26	12.5	4.52527048	3	34
1970	0	7.5	0	0	17	18	27	20	33	20	8.5	0	33
1971	2	0	12.5	3.5	4	20	44	29	36	19	1	8.5	44
1972	4	1	14	14	28	44	42.5	20	40	20	20	24	44
1973	3	5	0	10.665088	20	22	32	35	29.5	54.5	4.45891794	2.72307067	54.5
1974	4.00500828	1.59228043	6.59633836	12.6966714	9.59207928	18	32.5	33	25.0321991	45.5	3	4.5	45.5
1975	24	0	0	0	11	45.5	43	21	48.3	2.8	0	2	48.3
1976	7.5	0	3	6.5	20.5	16.5	43.816177	29.5	19	52	17	29	52
1977	3	5.7	0	9	11	37.5	40.5	20	36	17.5	4	14.5	40.5
1978	23.5	3.6	10	6.3	17.5	27	35.2	22.7	34.5	35.5	1.7	0	35.5
1979	0	11	1.5	11.5	5	34	26.5	25.5	26.2	0	6	21	34
1980	44	2.5	7	24	16	31	24	30	25.8	25	1	10.5	44
1981	26	2	0	6	20	21.5	50.2	32.3	48	17	0	17.5	50.2
1982	0	12	4	7.5	19.4	16	24.5	36.1	29.9	29.7	6.2	20.9	36.1
1983	15.3	1.7	15.7	0	33.6	30.9	51.1	16.1	45.6	8.8	21.4	14.2	51.1
1984	8.5	16	0	0	9.9	79.5	30.3	31.2	24	25.9	3.3	2	79.5
1985	0	0.7	0.8	14.1	3.8	51.6	27.1	22.3	56	9.3	1.9	8.6	56
1986	2.9	6.4	0	8.7	27.8	74.5	20.3	23.6	41.3	62.8	8	2.8	74.5
1987	1.2	1.1	0.73863831	2.9	13.4	34.1	36.5	36.5	19.8	0	36.1	0.8	36.5
1988	16.8	0	14.2	2.7	0	25	39.4	19.5	21.4	25.7812307	3.11385647	2.22174177	39.4
1989	2.70943306	3.43529765	8.03944579	2.12963057	7.39640644	28.4134089	35.7120812	34.0180119	31.6276473	27.55374	3.75946968	20.1386873	35.7120812
1990	6.60521291	9.33220782	0.7140411	8.69491864	25.2114136	46.5370961	32.7157466	28.2794753	30.0759505	25.6172509	2.41858071	3.22020518	46.5370961
1991	5.40638903	5.39905672	0.71513431	2.84204592	7.23843298	32.5837373	60.726803	29.4771601	32.9405148	29	8	7.8	60.726803
1992	43	12	7.1	5.5	10	37.5	27.2	23.1	37.1	10	17.8	3.7	43
1993	4.6	1.8	0	4.1	8.8	30.5	37.1	27.8	39	9.3	16.3	0	39
1994	2.7	0	4.9	12.6	9.2	53.3	20	33.5	55.3	20.1	7.3	0.6	55.3
1995	3.1	3.1	2.4	5	25.3	32	31.1	26.7	31.1	4	20.4	23.4	32
1996	0	0	2.3	3	6.2	24.9	19.4	24.1	35.6	16.9	0	0	35.6
1997	0	1	5.7	45.5	9	44.9	31	41.4	13.2	7	4.7	0	45.5
1998	0	0	0	0	0	31.5	49.1	49.2	49.4	32.5	2.7	0	49.4
1999	0	4.8	0	2	27.1	37.4	32.4	33	31.4	6.3	6.3	0.9	37.4
2000	0	0.2	0	0	37.5	45.8	56.2	51	23.7	35	5.3	3.8	56.2
2001	9.5	3.6	2.2	27.7	40	34.2	46.3	44	18	17	11	0	46.3
2002	18	30	0	33	6	47	44	25	46	26	33	1	47
2003	10.8	0	0	8.1	10.8	40.8	86.6	40	37	22.2	27.5	0	86.6
2004	5	0	26.8	5.6	41.2	25.1	38.1	33.7	33.6	22.6	3.8	2.8	41.2
2005	9.6	3.8	4	14.6	7	29.5	62.1	29.9	27.2	13.2	2.1	0.4	62.1
2006	23.7	0	10.4	10.8	17.7	15.2	39.3	35.5	28.1	18.4	2.5	0	39.3
Max	44	30	28	45.5	57	79.5	89	72	58	62.8	46	36	89

6.6. Precipitación media de la cuenca

La precipitación media de la cuenca es una estimación de la cantidad total de precipitación que cae anualmente dentro de la cuenca.

Este dato lo obtendremos con ayuda de las estaciones circundantes a la cuenca ya que la precipitación media de estas estaciones sin considerar años con vacíos es muy parecida a la precipitación media de la estación principal.

Para poder calcular la precipitación media de la cuenca existen varios métodos empíricos que explicaremos a continuación:

6.6.1. Promedio aritmético

Consiste en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación de análisis utilizando la Ecuación 14.

$$PMA_{cuenca} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n PMA_{estacion\ i}$$

Ecuación 14- Promedio aritmético

Dónde:

PMA cuenca = Precipitación media anual de la cuenca

PMA estacion i = Precipitación media anual de la estación climatológica

n = Número de estaciones climatológicas utilizadas

En la Tabla 6.28 se pueden observar los resultados.

Tabla 6.28- PMA de la cuenca por medio del promedio aritmético

Estación	PMA
16119	704.65
16231	875.88
16250	869.08
16513	771.77
PMA (mm)	805.345

6.6.2. Polígonos de Thiessen

Los polígonos de Thiessen, nombrados en honor al meteorólogo estadounidense Alfred H. Thiessen, son una construcción geométrica que permite construir una partición del plano euclídeo.

Estos polígonos se crean al unir los puntos entre sí, trazando las mediatrices del segmento de unión. Las intersecciones de estas mediatrices determinan una serie de polígonos en un espacio bidimensional alrededor de un conjunto de puntos de control, de manera que el perímetro de los polígonos generados sea equidistante a los puntos vecinos y designan su área de influencia.

Este método asigna pesos a cada estación climatológica con ayuda de la Ecuación 15 de acuerdo al área de influencia que tiene cada una dentro de la cuenca. Para la cuenca se obtuvieron los polígonos de Thiessen con apoyo del Arc-GIS con la herramienta Crear polígonos de Thiessen, los resultados espaciales se presentan en el mapa de la Figura 6.16, el cálculo que se presenta en la Tabla 6.29 corresponde a la microcuenca Marijo las tablas de cálculos de las demás microcuencas se presentan en los Anexos.

$$PMA_{cuenca} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i * PMA_{estacion i}$$

Ecuación 15-asignación del peso de cada estación

Dónde:

PMA_{cuenca} = Precipitación media anual de la cuenca

$PMA_{estacion i}$ = Precipitación media anual de la estación climatológica

A_i = área de influencia de cada estación

A_T = área total de la cuenca

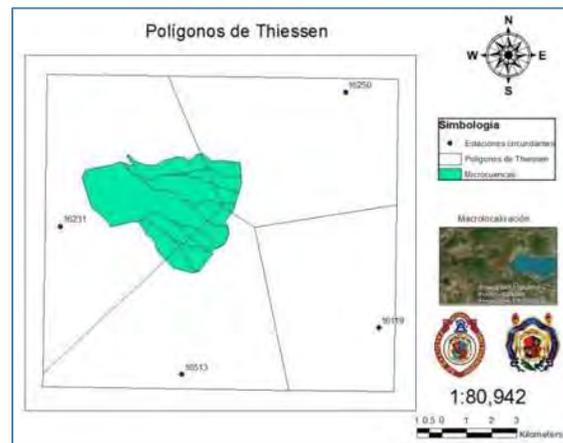


Figura 6.16-Mapa de polígonos de Thiessen

Tabla 6.29- PMA de la cuenca por medio de polígonos de Thiessen

Polígonos de Thiessen				
	Area (Km2)	P (mm)	%area	P*%A
1	7.062187847	875.88	0.911828954	798.652744
2	0.68289177	771.77	0.088171046	68.047768
Σ	7.745079617		PMA (mm)	866.700512

6.6.3. Isoyetas

Las isoyetas son líneas que unen todos los puntos en un plano cartográfico que presentan una misma precipitación.

La ponderación que se asigna al valor de la precipitación entre isoyetas es el área entre tales curvas y la divisoria de la cuenca con la Ecuación 16.

$$PMA_{cuenca} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i * PMA_{isoyeta\ i}$$

Ecuación 16-Asignación de peso a cada isoyeta

Dónde:

PMA_{cuenca} = Precipitación media anual de la cuenca

$PMA_{isoyeta\ i}$ = Precipitación media anual de la isoyeta

A_i = área entre la curva de la isoyeta

A_T = área total de la cuenca

Con la ayuda de la herramienta Kriging de Arc-GIS obtenemos un raster de las isoyetas para esto necesitamos las estaciones con su precipitación media anual, y con el shape de la cuenca recortamos el raster a la forma de la cuenca y así poder obtener el área entre las curvas para poder realizar la ponderación de los pesos con el fin de obtener la precipitación media de la cuenca. En la Figura 6.17 se observa la distribución de precipitaciones en la cuenca y en la Tabla 6.30 se muestra la precipitación media anual de la cuenca en general calculada por este método, los cálculos para las microcuenclas se presentan en los anexos. (Aparicio, 2009)

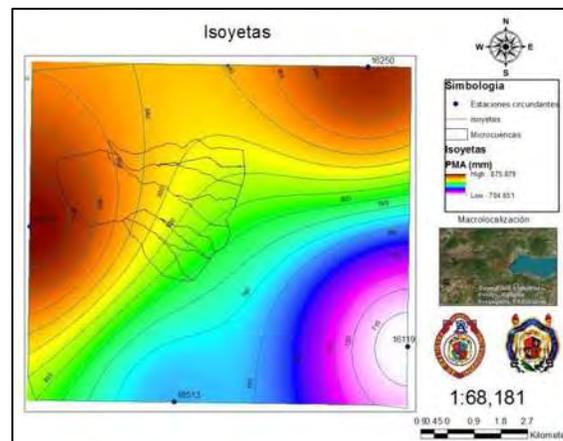


Figura 6.17- Mapa de isoyetas

Tabla 6.30- PMA de la cuenca por medio de isoyetas

	Isoyetas			
	Area (Km2)	P (mm)	%area	P*%A
1	0.00171753	800	0.00022176	0.17740663
2	0.56228901	810	0.07259954	58.8056288
3	0.52288808	820	0.06751232	55.3601019
4	0.73738848	830	0.09520738	79.0221294
5	1.94470989	870	0.25108982	218.448145
6	2.041758	860	0.26362012	226.713302
7	1.15581442	850	0.14923215	126.847327
8	0.77851113	840	0.10051691	84.4342012
Σ	7.74507654		PMA (mm)	849.808242

De los 3 métodos desarrollados se elige el que dio una PMA de la cuenca más elevada con el fin de tener un factor de seguridad adicional, en la Tabla 6.31 se presenta la PMA de cada microcuenca por los diferentes métodos y resaltada en verde la PMA que se tomara en cuenta, la cual se utilizara para continuar con el estudio.

Tabla 6.31- Precipitación media de la cuenca por los diferentes métodos

Microcuenca	Poligonos	Promedio	Isoyetas (mm)
	Thiessen (mm)	aritmético (mm)	
San cristóbal	874.82	805.35	832.51
Chucándiro	838.74	805.35	825.64
Marijo	866.70	805.35	849.81
2	873.69	805.35	837.70
3	871.36	805.35	828.38
4	838.23	805.35	819.04
5.1	805.83	805.35	815.46
6	858.86	805.35	829.80
8	778.62	805.35	810.24

6.7. Análisis probabilístico

Cualquier obra hidráulica tiene que ser diseñada con un factor de seguridad que reduzca lo más posible la posibilidad de que la obra falle, el cual varía en función de la importancia de la misma ya sea interés económico, socio-económico, estratégico, turístico, de la existencia de otras vías alternativas capaces de remplazarla, y de los daños que implicaría su falla como lo son: pérdida de vidas humanas, costo y duración de la reconstrucción, costo del no funcionamiento de la obra, etc. El gasto de diseño para las obras hidráulicas se obtiene mediante el periodo de retorno. (SAGARPA, 2010)

6.7.1. Periodo de retorno

El periodo de retorno se define como el intervalo de recurrencia (T), al lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada. (SAGARPA, 2010)

Por ejemplo, la precipitación máxima de un periodo de retorno de 100 años indica que esta precipitación máxima se iguala o supera en promedio cada 100 años.

Para una serie de datos ordenados de mayor a menor podemos obtener el periodo de retorno para cada dato (m) con la Ecuación 17 donde n es el número total de datos. (Aparicio, 2009)

$$T = \frac{n + 1}{m}$$

Ecuación 17- Periodo de retorno

Dónde:

T= Periodo de retorno en años

n= Número total de datos

m= Numero que se asigna a cada valor dependiendo de su posición en la lista

Muchas veces obras de gran importancia se diseñan con periodos de retorno de hasta mil años, y los registros en las estaciones climatológicas por lo general no llegan a 100 años por lo que es necesario extrapolar los datos de lluvias máximas medidos hasta el periodo de retorno deseado.

6.7.2. Funciones de distribución

Para hacer la extrapolación de los datos tomados de la estación climatológica recurrimos a las funciones de distribución, que es una función que asigna a cada suceso definido sobre la variable la probabilidad de que dicho suceso ocurra.

La distribución de probabilidad está completamente especificada por la función de distribución, cuyo valor en cada x real es la probabilidad de que la variable aleatoria sea menor o igual que x (Aparicio, 2009).

Tabla 6.32-Datos de precipitación máxima diaria anual de la estación 16050

Año	Maxima Anual		
1949	46.37015332	1977	40.5
1950	57	1978	35.5
1951	31	1979	34
1952	70	1980	44
1953	36.5	1981	50.2
1954	55	1982	36.1
1955	35	1983	51.1
1956	62	1984	79.5
1957	39	1985	56
1958	53	1986	74.5
1959	89	1987	36.5
1960	50	1988	39.4
1961	49	1989	35.71208123
1962	39	1990	46.5370961
1963	54	1991	60.72768034
1964	63.5	1992	43
1965	72	1993	39
1966	41.5	1994	55.3
1967	50.5	1995	32
1968	31.94197941	1996	35.6
1969	34	1997	45.5
1970	33	1998	49.4
1971	44	1999	37.4
1972	44	2000	56.2
1973	54.5	2001	46.3
1974	45.5	2002	47
1975	48.3	2003	86.6
1976	52	2004	41.2
		2005	62.1
		2006	39.3

De los registros de lluvias máximas diarias anuales que se muestran en la Tabla 6.32 obtendremos la media de la muestra (μ) con la Ecuación 18 y la desviación estándar (σ) con la Ecuación 19.

$$\mu = \frac{\sum x_i}{n}$$

Ecuación 18-Media aritmética

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}$$

Ecuación 19-Desviación estándar

Dónde:

μ = Media aritmética de la muestra

X_i =los datos de PMD de la estación 16050

n = Número total de datos de la muestra

σ = Desviación estándar

Una vez obtenidos σ y μ generamos la una tabla donde se encuentran los datos de precipitación máxima ordenados de mayor a menor con su respectivo valor de m el cual es el número que se asigna de acuerdo a su lugar en la lista y anexando las columnas descritas a continuación.

Las precipitaciones máximas las denominaremos x , en la columna 2 tenemos el periodo de retorno el cual se calcula con la Ecuación 17, la columna 3 sería el resultado del valor de x menos la media aritmética elevado al cuadrado, en la columna 7 obtenemos el logaritmo natural de x , posteriormente en la columna 4 el logaritmo natural de x se divide entre el número de datos. La columna 5 y 6 se obtienen con la Ecuación 21, donde previamente calculamos α con la Ecuación 20. Finalmente se hace una sumatoria a las columnas de la 3 a la 7.

Como resultado obtenemos la Tabla 6.33

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n}$$

Ecuación 20-Cálculo de α

$$\frac{(\ln x_1 - \alpha)^2}{n} \quad \frac{(x_i - \mu)^3}{n * \sigma^3}$$

Ecuación 21-a) Calcular columna 5, b) Calculo columna 6

Dónde:

α = Constante que depende de los datos de la muestra

X_i =los datos de PMD de la estación 16050

n = Número total de datos de la muestra

μ = Media aritmética de la muestra

σ = Desviación estándar

Tabla 6.33-Calculos

estacion	16050	1	2	3	4	5	6	7
Año	No.Orden	Maxima Anual	T	(Xi-Xm)^2	ln x/n	lnx-alfa)^2/	-Xm)^3/(n*S	ln x
1959	1	89	59	1634.96275	0.07739028	0.00705679	0.46479979	4.48863637
2003	2	86.6	29.5	1446.63632	0.07691896	0.00646661	0.38685052	4.46129982
1984	3	79.5	19.6666667	956.953968	0.07544409	0.00478627	0.20813289	4.37575702
1986	4	74.5	14.75	672.607242	0.07432412	0.00367885	0.12264404	4.31079913
1965	5	72	11.8	549.183879	0.07373562	0.00315525	0.09048588	4.27666612
1952	6	70	9.83333333	459.445189	0.07324992	0.00275338	0.06923962	4.24849524
1964	7	63.5	8.42857143	223.044445	0.07156965	0.00157419	0.02342024	4.15103991
2005	8	62.1	7.375	183.187362	0.07118528	0.00135047	0.01743201	4.12874599
1956	9	62	6.55555556	180.490427	0.07115749	0.00133496	0.01704847	4.12713439
1991	10	60.72768034	5.9	147.922829	0.07079999	0.00114342	0.01264902	4.10639961
1950	11	57	5.36363636	71.1437015	0.06970778	0.00065007	0.00421899	4.04305127
2000	12	56.2	4.91666667	58.2882254	0.06946408	0.00055888	0.00312878	4.02891676
1985	13	56	4.53846154	55.2743564	0.06940262	0.00053696	0.00288928	4.02535169
1994	14	55.3	4.21428571	45.3558147	0.06918574	0.00046314	0.0021476	4.01277291
1954	15	55	3.93333333	41.4050112	0.06909195	0.00043291	0.0018732	4.00733319
1973	16	54.5	3.6875	35.2203386	0.06893449	0.00038445	0.00146958	3.9982007
1963	17	54	3.47058824	29.535666	0.06877559	0.00033845	0.00112856	3.98898405
1958	18	53	3.27777778	19.6663209	0.06845331	0.00025417	0.00061318	3.97029191
1976	19	52	3.10526316	11.7969757	0.06812489	0.00018068	0.00028488	3.95124372
1983	20	51.1	2.95	6.42456508	0.06782387	0.0001243	0.00011449	3.9337845
1967	21	50.5	2.80952381	3.74295799	0.06762023	9.2125E-05	5.0913E-05	3.92197334
1981	22	50.2	2.68181818	2.67215444	0.0675175	7.7719E-05	3.0711E-05	3.91601503
1960	23	50	2.56521739	2.05828541	0.06744867	6.8751E-05	2.0762E-05	3.91202301
1998	24	49.4	2.45833333	0.69667831	0.06724052	4.4976E-05	4.0884E-06	3.89995042
1961	25	49	2.36	0.18894025	0.06710035	3.1797E-05	5.7742E-07	3.8918203
1975	26	48.3	2.26923077	0.07039864	0.06685227	1.4059E-05	-1.3133E-07	3.87743156
2002	27	47	2.18518519	2.45024993	0.06638186	2.7891E-08	-2.6966E-05	3.8501476
1990	28	46.5370961	2.10714286	4.11372228	0.0662112	1.2829E-06	-5.8662E-05	3.84024976
1949	29	46.37015332	2.03448276	4.81878933	0.06614924	2.5745E-06	-7.4372E-05	3.836656
2001	30	46.3	1.96666667	5.13170832	0.06612314	3.252E-06	-8.1733E-05	3.83514196
1974	31	45.5	1.90322581	9.3962322	0.06582263	1.6744E-05	-0.0002025	3.81771233
1997	32	45.5	1.84375	9.3962322	0.06582263	1.6744E-05	-0.0002025	3.81771233
1971	33	44	1.78787879	20.8422145	0.06524465	7.2143E-05	-0.00066899	3.78418963
1972	34	44	1.73529412	20.8422145	0.06524465	7.2143E-05	-0.00066899	3.78418963
1980	35	44	1.68571429	20.8422145	0.06524465	7.2143E-05	-0.00066899	3.78418963
1992	36	43	1.63888889	30.9728693	0.06484828	0.00013253	-0.00121193	3.76120012
1966	37	41.5	1.59459459	49.9188516	0.06423609	0.00026162	-0.00247971	3.72569343
2004	38	41.2	1.55263158	54.248048	0.064111	0.00029334	-0.00280918	3.71843826
1977	39	40.5	1.51282051	65.0495064	0.06381555	0.00037548	-0.00368867	3.70130197
1988	40	39.4	1.475	84.0032267	0.06334079	0.00052868	-0.00541313	3.67376582
2006	41	39.3	1.43902439	85.8462922	0.06329697	0.00054414	-0.00559225	3.67122452
1957	42	39	1.4047619	91.4954887	0.06316486	0.00059209	-0.00615324	3.66356165
1962	43	39	1.37209302	91.4954887	0.06316486	0.00059209	-0.00615324	3.66356165
1993	44	39	1.34090909	91.4954887	0.06316486	0.00059209	-0.00615324	3.66356165
1999	45	37.4	1.31111111	124.664536	0.0624426	0.00089004	-0.0097863	3.6216707
1953	46	36.5	1.2826087	145.572126	0.06202263	0.00109111	-0.01234871	3.59731226
1987	47	36.5	1.25531915	145.572126	0.06202263	0.00109111	-0.01234871	3.59731226
1982	48	36.1	1.22916667	155.384388	0.06183264	0.00118879	-0.01361806	3.58629287
1989	49	35.71208123	1.20408163	165.205938	0.06164636	0.00128863	-0.01492941	3.57548904
1996	50	35.6	1.18	168.099715	0.06159217	0.00131843	-0.01532338	3.57234564
1978	51	35.5	1.15686275	170.702781	0.06154367	0.00134539	-0.01568068	3.5695327
1955	52	35	1.13461538	184.018108	0.0612991	0.00148549	-0.01755072	3.55534806
1969	53	34	1.11320755	212.148763	0.06079932	0.00179338	-0.02172526	3.52636052
1979	54	34	1.09259259	212.148763	0.06079932	0.00179338	-0.02172526	3.52636052
1970	55	33	1.07272727	242.279418	0.06028461	0.00214075	-0.02651422	3.49650756
1995	56	32	1.05357143	274.410073	0.05975407	0.00253097	-0.03195981	3.4657359
1968	57	31.94197941	1.03508772	276.335699	0.05972278	0.002555	-0.03229681	3.46392111
1951	58	31	1.01724138	308.540727	0.05920668	0.0029678	-0.0381042	3.4339872
			Σ	10365.4168	3.84887573	0.06520301	1.10445812	223.234792

Con los valores de la Tabla 6.33 podemos utilizar la Ecuación 22 para el cálculo de β y la Ecuación 23 para el cálculo de del coeficiente de sesgo (Υ)

$$\beta = \left[\sum_{i=1}^n \frac{(\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right]^{1/2}$$

Ecuación 22- Calculo de β

$$\gamma = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \mu)^3}{n * \sigma^3}$$

Ecuación 23- Calculo de γ

Dónde:

β = Constante que depende de los datos de la muestra

α = Constante que depende de los datos de la muestra

X_i =los datos de PMD de la estación 16050

n = Número total de datos de la muestra

γ = Coeficiente de sesgo

μ = Media aritmética de la muestra

σ = Desviación estándar

Finalmente obtenemos la Tabla 6.34 donde se muestran los valores necesarios para calcular las funciones de distribución.

Tabla 6.34-Valores para calcular las funciones de distribución

μ	48.56532742
σ	13.48515545
n	58
γ	1.104458118
α	3.848875728
β	0.255348806

6.7.2.1. Normal

La distribución normal es una curva con forma de campana (Figura 6.18), con eje de simetría en el punto correspondiente al promedio del universo μ , y la distancia entre el eje de simetría de la campana y el punto de inflexión de la curva es igual a σ , la desviación standard de la población.

Esta es la fórmula de la Distribución Normal Standard o Tipificada. Como podemos observar, en ella hay un sólo parámetro, Z , que incluye al promedio y la desviación standard de la población. Esta función está tabulada.

Con la Ecuación 24 obtendremos el valor $F(z)$, el cual ingresaremos a la Tabla 6.35 para obtener el valor z . (Aparicio, 2009)

$$F(z) = \frac{T - 1}{T}$$

Ecuación 24-Probabilidad de que ocurra

Dónde:

$F(z)$ = la probabilidad de que z ocurra

T = Periodo de retorno en años

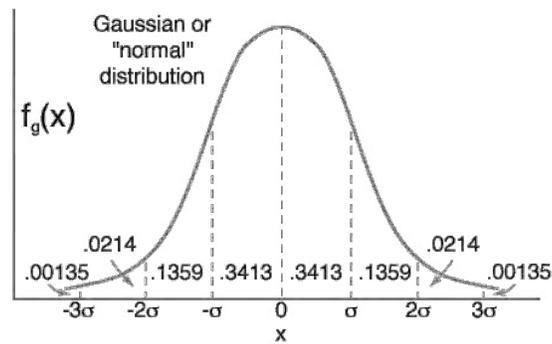


Figura 6.18-Grafica de la función de distribución normal

Tabla 6.35- Valores tabulados de F(z) para cada z

z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5754
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7258	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7996	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9803	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

Ecuación 25- Variable estandarizada

Dónde:

z= Variable estandarizada

x= Precipitación máxima diaria

μ= Media aritmética de la muestra

σ= Desviación estándar

Obtenido z, ya conocemos la media aritmético y la desviación estándar, por lo que despejamos la Ecuación 25 para conocer el valor de x, que en nuestro caso representa la precipitación máxima diaria del periodo de retorno seleccionado. Los resultados para los distintos periodos de retorno se presentan en la Tabla 6.36-Precipitación máxima diaria con la función de distribución normal

Tabla 6.36-Precipitación máxima diaria con la función de distribución normal

T	PMD (x)	F(z)	z	μ	σ
2	48.5653274	0.5	0	48.5653274	13.4851554
5	59.912836	0.8	0.841481481		
10	65.8488017	0.9	1.281666667		
20	70.7484081	0.95	1.645		
25	72.179333	0.96	1.751111111		
50	76.2638367	0.98	2.054		
100	79.9407891	0.99	2.326666667		
1000	90.3693093	0.999	3.1		

6.7.2.2. Lognormal

La distribución lognormal es una probabilidad frecuentemente utilizada para expresar el comportamiento de observaciones con asimetría positiva, en donde la mayoría de los valores ocurren en las proximidades de un valor mínimo. (Aparicio, 2009)

Para resolver esta función de distribución recurrimos a los valores α y β que están en función de la serie de datos de precipitación máxima diaria anual de la estación principal y que fueron previamente calculados, los cuales se muestran en la Tabla 6.37- Precipitación máxima diaria con la función de distribución log-normal; los valores de F(z) y z se obtienen de la misma manera que se presenta en la función de distribución normal.

Con la Ecuación 26-Variable estandarizada en logaritmo natural despejada obtenemos el logaritmo natural de x, el cual elevamos al exponente para obtener x (PMD); de igual manera se presentan los resultados en la Tabla 6.37- Precipitación máxima diaria con la función de distribución log-normal

$$z = \frac{\ln x - \alpha}{\beta}$$

Ecuación 26-Variable estandarizada en logaritmo natural

Dónde:

x= Precipitación máxima diaria

β = Constante que depende de los datos de la muestra

α = Constante que depende de los datos de la muestra

z= Variable estandarizada

Tabla 6.37- Precipitación máxima diaria con la función de distribución log-normal

T	F(z)	z	α	β	ln x	PMD (x)
2	0.5	0	3.84887573	0.255348806	3.848875728	46.9402599
5	0.8	0.84148148			4.063747019	58.1919494
10	0.9	1.28166667			4.176147781	65.114534
20	0.95	1.645			4.268924514	71.4447564
25	0.96	1.75111111			4.296019859	73.4070411
50	0.98	2.054			4.373362176	79.3098375
100	0.99	2.32666667			4.442987283	85.0285671
1000	0.999	3.1			4.640457027	103.591681

6.7.2.3. Pearson

Es una distribución de probabilidad continua con un parámetro k que representa los grados de libertad de la variable aleatoria.

El coeficiente de sesgo (γ) se presenta en la Tabla 6.34 que al igual que α y β dependen de nuestra serie de datos, entonces despejamos la Ecuación 27 para obtener β_1 , para posteriormente con la Ecuación 28 despejada obtendremos α_1 . (Aparicio, 2009)

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}} \quad \text{Despejando} \quad \beta_1 = \left(\frac{2}{\gamma}\right)^2$$

Ecuación 27-Coeficiente de sesgo

$$\sigma^2 = \alpha_1^2 * \beta_1 \quad \text{Despejando} \quad \alpha_1 = \sqrt{\frac{\sigma^2}{\beta_1}}$$

Ecuación 28-Desviación estándar al cuadrado

Donde

β_1 = Parámetro de la función

γ = Coeficiente de sesgo

α_1 = Parámetro de la función

σ = Desviación estándar

δ_1 se calcula con la Ecuación 29, el grado de libertad se obtiene mediante la Ecuación 30.

Con los grados de libertad y F(z) ingresamos a la Tabla 6.38 donde obtendremos el valor de Chi cuadrado para cada probabilidad de periodo de retorno.

$$\delta_1 = \mu - (\alpha_1 * \beta_1)$$

Ecuación 29-Constante δ_1

$$v = 2\beta_1$$

Ecuación 30- Grado de libertad

Dónde:

δ_1 = Parámetro de la función

μ = Media aritmética de la muestra

α_1 = Parámetro de la función

β_1 = Parámetro de la función

v = Grado de libertad

Tabla 6.38- Valores percentiles (χ^2)

	$\chi^2_{0.995}$	$\chi^2_{0.99}$	$\chi^2_{0.975}$	$\chi^2_{0.95}$	$\chi^2_{0.90}$	$\chi^2_{0.75}$	$\chi^2_{0.50}$	$\chi^2_{0.25}$	$\chi^2_{0.10}$	$\chi^2_{0.05}$	$\chi^2_{0.025}$	$\chi^2_{0.01}$	$\chi^2_{0.005}$
v	0.995	0.99	0.975	0.95	0.9	0.75	0.5	0.25	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005
1.00	7.88	6.63	5.02	3.84	2.71	1.32	0.455	0.102	0.0158	0.0039	0.0010	0.0002	0.0000
2.00	10.60	9.21	7.38	5.99	4.61	2.77	1.39	0.575	0.211	0.103	0.0506	0.0201	0.0100
3.00	12.80	11.30	9.35	7.81	6.25	4.11	2.37	1.21	0.584	0.352	0.216	0.1150	0.0720
4.00	14.90	13.30	11.10	9.49	7.78	5.39	3.36	1.92	1.06	0.711	0.484	0.2970	0.2070
5.00	16.70	15.10	12.80	11.10	9.24	6.63	4.35	2.67	1.61	1.15	0.831	0.554	0.412
6.00	18.50	16.80	14.40	12.60	10.60	7.84	5.35	3.45	2.20	1.64	1.24	0.872	0.676
7.00	20.30	18.50	16.00	14.10	12.00	9.04	6.35	4.25	2.83	2.17	1.69	1.24	0.989
8.00	22.00	20.10	17.50	15.50	13.40	10.20	7.34	5.07	3.49	2.73	2.18	1.65	1.34
9.00	23.60	21.70	19.00	16.90	14.70	11.40	8.34	5.90	4.17	3.33	2.70	2.09	1.73
10.00	25.20	23.20	20.50	18.30	16.00	12.50	9.34	6.74	4.87	3.94	3.25	2.56	2.16
11.00	26.80	24.70	21.90	19.70	17.30	13.70	10.30	7.58	5.58	4.57	3.82	3.05	2.60
12.00	28.30	26.20	23.30	21.00	18.50	14.80	11.30	8.44	6.30	5.23	4.40	3.57	3.07
13.00	29.80	27.70	24.70	22.40	19.80	16.00	12.30	9.30	7.04	5.89	5.01	4.11	3.57
14.00	31.30	29.10	26.10	23.70	21.10	17.10	13.30	10.20	7.79	6.57	5.63	4.66	4.07
15.00	32.80	30.60	27.50	25.00	22.30	18.20	14.30	11.00	8.55	7.26	6.26	5.23	4.60
16.00	34.30	32.00	28.80	26.30	23.50	19.40	15.30	11.90	9.31	7.96	6.91	2.81	5.14
17.00	35.70	33.40	30.20	27.60	24.80	20.50	16.30	12.80	10.10	8.67	7.56	6.41	5.70
18.00	37.20	34.80	31.50	28.90	26.00	21.60	17.30	13.70	10.90	9.39	8.23	7.01	6.26
19.00	38.60	36.20	32.90	30.10	27.20	22.70	18.30	14.60	11.70	10.10	8.91	7.63	6.84
20.00	40.00	37.60	34.20	31.40	28.40	23.80	19.30	15.50	12.40	10.90	9.59	8.26	7.43
21.00	41.40	38.90	35.50	32.70	29.60	24.90	20.30	16.30	13.20	11.60	10.30	8.90	8.03
22.00	42.80	40.30	36.80	33.90	30.80	26.00	21.30	17.20	14.00	12.30	11.00	9.54	8.64
23.00	44.20	41.60	38.10	35.20	32.00	27.10	22.30	18.10	14.80	13.10	11.70	10.20	9.26
24.00	45.60	43.00	39.40	36.40	33.20	28.20	23.30	19.00	15.70	13.80	12.40	10.90	9.89
25.00	46.90	44.30	40.60	37.70	34.40	29.30	24.30	19.90	16.50	14.60	13.10	11.50	10.50
26.00	48.30	45.60	41.90	38.90	35.60	30.40	25.30	20.80	17.30	15.40	13.80	12.20	11.20
27.00	49.60	47.00	43.20	40.10	36.70	31.50	26.30	21.70	18.10	16.20	14.60	12.90	11.80
28.00	51.00	48.30	44.50	41.30	37.90	32.60	27.30	22.70	18.90	16.90	15.30	13.60	12.50
29.00	52.30	49.60	45.70	42.60	39.10	33.70	28.30	23.60	19.80	17.70	16.00	14.30	13.10
30.00	53.70	50.90	47.00	43.80	40.30	34.80	29.30	24.50	20.60	18.50	16.80	15.00	13.80
40.00	66.80	63.70	59.30	55.80	51.80	45.60	39.30	33.70	29.10	26.50	24.40	22.20	20.70
50.00	79.50	76.20	71.40	67.50	63.20	56.30	49.30	42.90	37.70	34.80	32.40	29.70	28.00
60.00	92.00	88.40	83.30	79.10	74.40	67.00	59.30	52.30	46.50	43.20	40.50	37.50	35.50
70.00	104.20	100.40	95.00	90.50	85.50	77.60	69.30	61.70	55.30	51.70	48.80	45.40	43.30
80.00	116.30	112.30	106.60	101.90	96.60	88.10	79.30	71.10	64.30	60.40	57.20	53.50	51.20
90.00	128.30	124.10	118.10	113.10	107.60	98.60	89.30	80.60	73.30	69.10	65.60	61.80	59.20
100.00	140.20	135.80	129.60	124.30	118.50	109.10	99.30	90.10	82.40	77.90	74.20	70.10	67.30

Una vez obtenido el Chi cuadrado usamos la Ecuación 31 para obtener y , finalmente con la Ecuación 32 obtendríamos x , que representa la PMD de cada periodo de retorno; en la Tabla 6.39 se presentan los resultados.

$$\chi^2 = 2y \quad \text{Despejando} \quad y = \frac{\chi^2}{2}$$

Ecuación 31- Chi cuadrado

$$y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \quad \text{Despejando} \quad x = \alpha_1 * y + \delta_1$$

Ecuación 32-Parametro y

Dónde:

χ^2 = Chi cuadrado

γ = Parámetro de la función

x = Precipitación máxima diaria

δ_1 = Parámetro de la función

α_1 = Parámetro de la función

Tabla 6.39- Precipitación máxima diaria con la función de distribución Pearson

T	F(y)	γ	α_1	β_1	δ_1	ν	y^2	y	PMD (x)
2	0.5	1.10445812	7.4468947	3.279151545	24.14583115	7	6.3500	3.175	47.7897218
5	0.8						10.0267	5.013333333	61.4795966
10	0.9						12.0000	6	68.8271994
20	0.95						14.1000	7.05	76.6464388
25	0.96						14.8600	7.43	79.4762588
50	0.98						16.8333	8.41666667	86.8238616
100	0.99						18.5000	9.25	93.0296072
1000	0.999						21.7400	10.87	105.093577

6.7.2.4. Gumbel

Esta función de distribución depende de: el número de datos (n), la desviación estándar (σ) y la media aritmética (μ), que previamente las calculamos y se presentan en la Tabla 6.40. F(z) y el inverso de F(z), que a su vez están en función del periodo de retorno; " μ_y " y " σ_y " que dependen del número de datos los podemos obtener de la Tabla 6.40.

Finalmente α y β se obtienen con la Ecuación 33 y la Ecuación 34 respectivamente. Y con la Ecuación 35 obtendremos la PMD para cada periodo de retorno las cuales se presentan en la Tabla 6.41. (Aparicio, 2009)

Tabla 6.40 Valores calculados para cada n

n	μ_y	σ_y
10	0.4952	0.9496
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5309	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682
60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1974
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2037
100	0.56	1.2065

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

Ecuación 33 Calculo de α Gumbel

$$\beta = \mu - \mu_y/\alpha$$

Ecuación 34 Calculo de β Gumbel

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right)$$

Ecuación 35 Calculo de x Gumbel

Tabla 6.41- Precipitación máxima diaria con la función de distribución Gumbel

T	F(y)	n	S	μ_y	σ_y	α	β	T/T-1	PMD (x)
2	0.5	58	13.4851554	0.5514	1.1721	0.0869178	42.2211721	2	46.4379486
5	0.8							1.25	59.4781672
10	0.9							1.11111111	68.1119265
20	0.95							1.05263158	76.3936358
25	0.96							1.04166667	79.0207044
50	0.98							1.02040816	87.1134589
100	0.99							1.01010101	95.1464579
1000	0.999							1.001001	121.689996

6.7.3. Función que mejor ajusta

Ya calculadas todas las funciones de distribución tenemos diferentes valores para cada periodo de retorno, para elegir la función con la que vamos a trabajar existen varios criterios.

Un criterio podría ser, gráficamente observar que función tiene una tendencia a dar precipitaciones más altas, si es que se quiere ser conservador y tener un factor de seguridad más alto. En la Figura 6.19 podemos apreciar que la función de Gumbel da valores más elevados si el periodo de retorno es más grande, por lo tanto gráficamente podemos decir que la función de Gumbel sería la más apropiada si nos vamos por el lado de la seguridad para generar las idT.

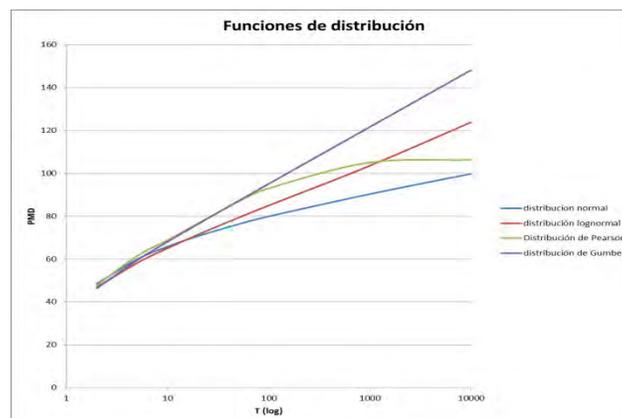


Figura 6.19- Graficas de las funciones de distribución

Analíticamente también podemos seleccionar la función de distribución más óptima, esto quiere decir que su valor estimado se acerque más a los valores reales, esto se puede hacer con el método del error cuadrático.

En estadística, el error cuadrático medio (ECM) de un estimador mide el promedio de los errores al cuadrado, es decir, la diferencia entre el estimador y lo que se estima. El ECM es una función de riesgo, correspondiente al valor esperado de la pérdida del error al cuadrado o pérdida cuadrática. La diferencia se produce debido a la aleatoriedad o porque el estimador no tiene en cuenta la información que podría producir una estimación más precisa. (Lehmann & Casella, 1998)

Para realizar este método primero que nada hay que conocer las ecuaciones de las funciones de distribución las cuales se obtienen con Excel con la herramienta de línea de tendencia las cuales se presentan en la Tabla 6.42, estos datos, que son datos medidos reales los denominaremos X_0 , además de obtener el periodo de retorno de los datos de precipitación máxima diaria anual de la Tabla 6.43 usando la Ecuación 36. Entonces aplicamos la ecuación de cada función de distribución para el periodo de retorno calculado para cada dato de precipitación máxima diaria anual, y estas precipitaciones calculadas se denominan X_e , por lo que tendremos un X_e para cada periodo de retorno.

Se aplica la Ecuación 36, para cada función de distribución y hacemos sumatoria de cada una, al final la función que mejor ajusta es la que dé el menor resultado.

Tabla 6.42- Ecuaciones de cada función de distribución

	Ecuación
Normal	$PMD=06.4646\ln(T)+49.271$
Lognormal	$PMD=08.9472\ln(T)+43.527$
Pearson	$PMD=09.2417\ln(T)+47.077$
Gumbel	$PMD=11.9830\ln(T)+39.863$

$$(x_e - x_0)^2$$

Ecuación 36- Mínimos cuadrados

Dónde:

X_e = Valor calculado con cada función de distribución

X_0 = Valor real de la tabla de máximos anuales

Tabla 6.43 Comparativa de valores por distintos métodos

No. Orden	Maxima Anual	T	normal		lognormal		pearson		Gumbel	
			Xe	(Xe-Xo)^2	Xe	(Xe-Xo)^2	Xe	(Xe-Xo)^2	Xe	(Xe-Xo)^2
			X0		Xe		Xe		Xe	
1	89	59	75.6306486	178.739558	80.009543	80.82831674	84.7603778	17.9743964	88.7241312	0.0761036
2	86.6	29.5	71.1497293	238.710865	73.8078166	163.6399571	78.3545195	67.9879487	80.4181485	38.21528765
3	79.5	19.66666667	68.5285596	120.372505	70.1800391	86.86167027	74.60733261	73.9381942	75.5594601	15.52785443
4	74.5	14.75	66.66881	61.3275363	67.6060901	47.52599357	71.9486612	6.50932968	72.1121659	5.701751875
5	72	11.8	65.2262762	45.8833337	65.6095801	40.83746614	69.88643544	4.46715515	69.4382367	6.562631279
6	70	9.833333333	64.0476403	35.4305861	63.9783127	36.260718	68.20147431	3.23469466	67.2534775	7.543386005
7	63.5	8.428571429	63.0511178	0.20149522	62.5990957	0.811628499	66.77685997	10.7378113	65.4062899	3.633941084
8	62.1	7.375	62.1878908	0.00772479	61.4043637	0.483909923	65.5428029	11.8528918	63.8061832	2.9110611
9	62	6.555555556	61.4264706	0.32893602	60.3505353	2.720733863	64.45428742	6.02352673	62.3947891	0.155858418
10	60.72768034	5.9	60.745357	0.00031246	59.4078537	1.741942433	63.48057714	7.57844079	61.132254	0.163679862
11	57	5.363636364	60.1292148	9.79198514	58.5550944	2.418318697	62.59974905	31.3571895	59.9901521	8.941009799
12	56.2	4.916666667	59.566721	11.3348105	57.7765862	2.485624176	61.79561601	31.1039185	58.9474948	8.746277709
13	56	4.538461538	59.0492769	9.29808988	57.0604281	1.124507813	61.05588532	25.5619764	57.988343	3.953508044
14	55.3	4.214285714	58.5701985	10.6941985	56.3973693	1.204219334	60.37100167	25.715058	57.1003072	3.241106049
15	55	3.933333333	58.1241872	9.76054585	55.7800763	0.60851897	59.73339025	22.4049833	56.2735656	1.621396915
16	54.5	3.6875	57.7069715	10.2846662	55.2026372	0.493699038	59.1369446	21.5012552	55.5002005	1.000401104
17	54	3.470588235	57.3150576	10.9896067	54.6602166	0.435885941	58.57667003	20.9459086	54.7737357	0.598666916
18	53	3.277777778	56.9455513	15.567375	54.1488088	1.319761718	58.04842912	25.4866366	54.0888064	1.18549941
19	52	3.105263158	56.5960283	21.1234765	53.6650586	2.772400087	57.54875608	30.7886941	53.4409189	2.076247285
20	51.1	2.95	56.2644377	26.6714168	53.2061272	4.435771868	57.07471884	35.6972653	52.8262714	2.980012796
21	50.5	2.80952381	55.9490288	29.691915	52.7695919	5.151047226	56.62381478	37.5011075	52.2416188	3.032361111
22	50.2	2.681818182	55.6482955	29.683924	52.353368	4.636993655	56.19389075	35.9267264	51.6841695	2.202759021
23	50	2.565217391	55.3609327	28.7395989	51.9556492	3.824563674	55.7830809	33.4440247	51.151504	1.325961464
24	49.4	2.458333333	55.0858018	32.3283417	51.5748598	4.730015094	55.3897571	35.8771974	50.6415121	1.541352397
25	49	2.36	54.8219039	33.894565	51.2096172	4.882408338	55.01249308	36.1500731	50.1523422	1.327892502
26	48.3	2.269230769	54.5683577	39.292308	50.8587017	6.546954252	54.65002702	40.3228432	49.6823604	1.910920207
27	47	2.185185185	54.3243816	53.6465652	50.5210314	12.39766219	54.30124223	53.3081381	49.2301118	4.973426405
28	46.5370961	2.107142857	54.0892793	57.0354708	50.1956428	13.38496411	53.96514337	55.1758862	48.7943245	5.095080236
29	46.37015332	2.034482759	53.8624279	56.1341789	49.8816738	12.33077584	53.64083992	52.8628837	48.3738253	4.014701234
30	46.3	1.966666667	53.643268	53.9235844	49.5783498	10.74757744	53.32753195	49.3862054	47.967583	2.780832948
31	45.5	1.903225806	53.4312949	62.9054384	49.2849727	14.32601836	53.02449825	56.6180739	47.5746625	4.304224568
32	45.5	1.84375	53.2260522	59.6918833	49.0090107	12.25637607	52.7310863	52.2886091	47.1942179	2.870374181
33	44	1.787878788	53.0271258	81.4889998	48.7255906	22.33120618	52.44670386	71.3468062	46.8254811	7.983343341
34	44	1.735294118	52.8341383	78.0419997	48.4584901	19.87813426	52.17081173	66.7621644	46.467753	6.089804987
35	44	1.685714286	52.6467455	74.7662074	48.1991328	17.63271663	51.90291762	62.4561068	46.1203954	4.496076523
36	43	1.638888889	52.464632	89.5792595	47.9470824	24.47362399	51.64257082	74.6940304	45.7828238	7.744108028
37	41.5	1.594594595	52.2875086	116.370342	47.7019383	38.46403831	51.38935772	97.7993962	45.4545018	15.63808483
38	41.2	1.552631579	52.1151091	119.139606	47.4633321	39.22932937	51.14289778	98.8612163	45.1349362	15.4837232
39	40.5	1.512820513	51.9471879	131.038112	47.2309243	45.30534137	50.90284013	108.219083	44.823672	18.69413943
40	39.4	1.475	51.7835184	153.351529	47.0044008	57.82691101	50.66886054	126.987218	44.5202887	26.21735629
41	39.3	1.43902439	51.6238906	151.878279	46.783471	56.00233855	50.44065883	124.114279	44.2243971	24.24968695
42	39	1.404761905	51.4681095	155.453756	46.5678654	57.27258685	50.21795648	125.842548	43.9356362	24.36050425
43	39	1.372093023	51.3159943	151.683715	46.3573333	54.13035392	50.00049469	121.010883	43.6536702	21.65664637
44	39	1.340909091	51.1673763	148.040505	46.1516415	51.14597651	49.78803246	116.381644	43.3781868	19.16851972
45	37.4	1.311111111	51.0220982	185.56156	45.9505724	73.11228819	49.58034506	148.360806	43.1088946	32.59147772
46	36.5	1.282608696	50.8800134	206.784785	45.7539227	85.63508562	49.3772226	165.822862	42.8455213	40.26564103
47	36.5	1.255319149	50.7409844	202.805636	45.5615024	82.11082567	49.1784687	160.743569	42.5878125	37.06146078
48	36.1	1.229166667	50.6048825	210.391616	45.3731333	85.99100182	48.98389941	165.994864	42.3355295	38.88182785
49	35.71208123	1.204081633	50.4715871	217.843012	45.1886484	89.80532624	48.79334215	171.119387	42.0884486	40.65806032
50	35.6	1.18	50.3409846	217.296628	45.0078908	88.508409	48.60663479	169.172548	41.8463595	39.01700721
51	35.5	1.156862745	50.2129686	216.471444	44.8307127	87.06219981	48.42362485	167.020079	41.6090646	37.32067069
52	35	1.134615385	50.0874384	227.630798	44.6569752	93.25717038	48.24416872	175.408005	41.3763777	40.65819271
53	34	1.113207547	49.9642995	254.858857	44.4865472	109.9676724	48.06813102	197.91231	41.1481232	51.09566514
54	34	1.092592593	49.8434623	251.015297	44.319305	106.4880548	47.89538393	193.081695	40.9241354	47.94365049
55	33	1.072727273	49.7248425	279.720355	44.1551315	124.4369597	47.7258067	216.849383	40.7042576	59.35558566
56	32	1.053571429	49.60836	310.054343	43.9939164	143.8540299	47.55928508	242.091352	40.4883419	72.05194788
57	31.94197941	1.035087719	49.4939393	308.071297	43.8355547	141.4571334	47.39571089	238.817817	40.2762478	69.46003032
58	31	1.017241379	49.3815087	337.879861	43.6799473	160.7810639	47.23498162	263.574628	40.0678426	82.22576933
C				6230.70914		2540.386198		4840.38072		1029.388446
				78.9348411		50.40224398		69.5728447		32.08408399
				Min cuadrad	32.084084	Funcion que mejor	Gumbel			

En la Tabla 6.43 se puede observar que la función que mejor ajusta es la función de distribución de Gumbel, la cual usaremos para continuar con el cálculo de la lluvia de diseño.

6.8. Curvas idT

Una vez elegida la función de distribución a utilizar, continuamos con el siguiente paso, que sería calcular las curvas idT.

Las idT son curvas que relacionan las variables de intensidad, duración y periodo de retorno, obteniendo su ecuación podemos conocer la intensidad de la lluvia en cualquier duración y periodo de retorno deseado.

La PMD obtenida de la función que mejor ajusta corresponde a la de la estación principal y en nuestro caso queremos conocer la PMD de la cuenca. Por lo que debemos de aplicar un factor de traslado, que vendría siendo la relación entre la precipitación media anual de la cuenca y la precipitación media anual de la estación, y se representa en la Ecuación 37. La PMA de la cuenca es la mayor que se calculó con los métodos descritos en el capítulo 6.6 y la PMA de la estación se presenta en la Tabla 6.44. Obtenido el factor de traslado (F) se multiplica por la PMD de cada periodo de retorno de la función que mejor ajusto para obtener las representativas de la cuenca.

$$F = \frac{PMA(cuenca)}{PMA(estacion)}$$

Ecuación 37- Factor de traslado

Dónde:

F= Factor de traslado

PMA (cuenca)= Precipitación media anual de la cuenca

PMA (estación)= Precipitación media anual de la estación principal

Las curvas idT que se generaran a continuación son para la microcuenca Marijo, para generar las demás curvas idT se sigue el mismo procedimiento, las cuales se presentan en los Anexos.

En la Tabla 6.44 se presentan los valores para trasladar la PMD de la microcuenca Marijo. Con los cuales aplicando la Ecuación 37, obtenemos la Tabla 6.45

Tabla 6.44- Valores para trasladar la PMD

PMA (cuenca)	866.7005124
PMA (estacion)	865.2591322

Tabla 6.45- PMD trasladada de la estación principal a la cuenca

Función de Gumbel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	1.00166584	46.51530664
5	59.47816717		59.57724807
10	68.11192652		68.22538985
20	76.39363578		76.52089508
25	79.02070435		79.15233993
50	87.11345892		87.2585757
100	95.14645786		95.3049563
1000	121.6899959		121.8927115

Para construir las curvas idT debemos tener 2 puntos: la precipitación máxima a 24 horas, que es la que obtuvimos después de trasladarla a la cuenca, y otro punto es la precipitación máxima a una hora, la cual se obtiene con la Ecuación 38, donde el factor R se multiplica por la PMD de cada periodo de retorno para obtener la precipitación máxima a una hora para cada periodo de retorno. Para obtener el factor R se utiliza la Ecuación 39.

$$PMH = R * PMD$$

Ecuación 38- Precipitación máxima a una hora

$$R = \frac{P_{1\text{ hr}}^{T=10}}{P_{24\text{ hr}}^{T=10}}$$

Ecuación 39- Factor R

Dónde:

PMH= Precipitación máxima a 1 hora

PMD= Precipitación máxima diaria

R= Factor R

P 1 hr T=10 = Precipitación máxima a 1 hora en un periodo de retorno de 10 años

P 24 hr T=10 = Precipitación máxima a 24 horas en un periodo de retorno de 10 años

La precipitación máxima a una hora para un periodo de retorno de 10 años la obtenemos con la ayuda del software Hidroesta donde nos vamos a la pestaña “Calcular la ecuación de I max a partir de datos de P max diarios utilizando el criterio de Frederick Bell” (Figura 6.20), donde nos pide ingresar la precipitación máxima a 24 horas en un periodo de retorno de 10 años y al darle calcular nos arroja la precipitación a 1 hora para un periodo de retorno de 10 años que necesitamos para poder determinar el factor R, y finalmente obtener las precipitaciones máximas a 1 hora las cuales se presentan en la Tabla 6.46.

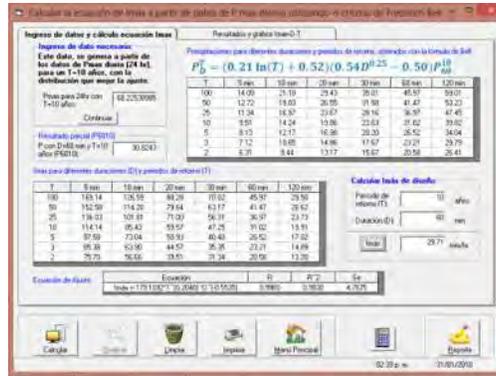


Figura 6.20- Interfaz del programa Hidroesta 2

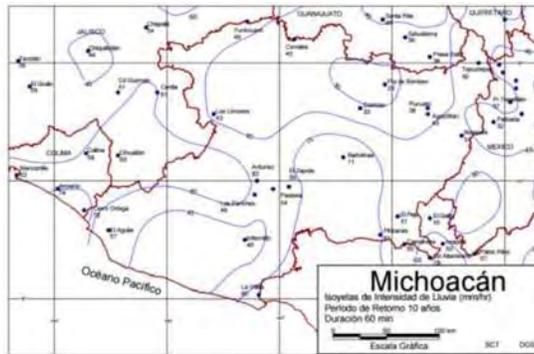


Figura 6.21- Mapa de isoyetas de intensidades (SCT, 2010)

Del Hidroesta obtuvimos que la precipitación máxima a 1 hora para un periodo de retorno de 10 años es igual a 30.8243 mm, la cual al comparar con la Figura 6.21 vemos que son valores muy parecidos, lo cual podemos considerar como aceptable para continuar con los cálculos, aplicando la Ecuación 39 para obtener R y la Ecuación 40 para la precipitación máxima a una hora, obtenemos la Tabla 6.47.

Tabla 6.46- PMH para diferentes periodos de retorno para la microcuenca Marijo

Función de Gumbel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	46.51530664	0.45180101	21.01566249
5	59.57724807		26.91706081
10	68.22538985		30.8243
20	76.52089508		34.57221764
25	79.15233993		35.76110707
50	87.2585757		39.42351258
100	95.3049563		43.05887545
1000	121.8927115		55.0712501

Tenemos las precipitaciones a 24 y una hora, sabiendo que la intensidad es igual a la precipitación entre la duración (Ecuación 40), donde P esta en mm y d en horas hacemos la conversión de

precipitación a intensidad la cual se presenta en la Tabla 6.47, donde gráficamente se pueden observar en la Figura 6.22

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

Ecuación 40- intensidad de lluvia

Tabla 6.47- intensidad a 1 y 24 horas para distintos periodos de retorno

		intensidad							
	T	2	5	10	20	25	50	100	1000
horas	1	21.0156625	26.91706081	30.8243	34.5722176	35.7611071	39.4235126	43.05887545	55.0712501
	24	1.93813778	2.482385336	2.84272458	3.18837063	3.29801416	3.63577399	3.971039846	5.07886298

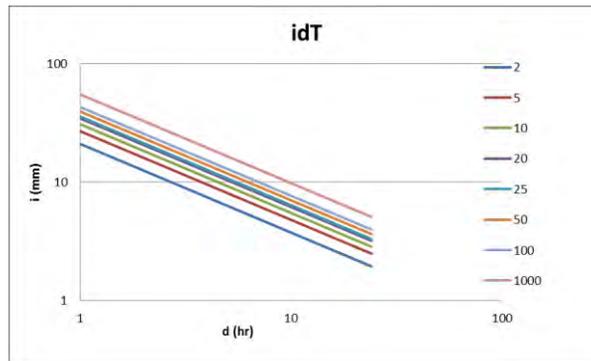


Figura 6.22- Curvas idT de la microcuenca Marijo

Con ajustar línea de tendencia de Excel se obtienen las ecuaciones de las idT (Tabla 6.48). Las cuáles serán útiles para los cálculos siguientes.

Tabla 6.48- Ecuaciones idT microcuenca Marijo

T	idT
2	$i=21.016d^{-0.75}$
5	$i=26.917d^{-0.75}$
10	$i=30.824d^{-0.75}$
20	$i=34.572d^{-0.75}$
25	$i=35.761d^{-0.75}$
50	$i=39.424d^{-0.75}$
100	$i=43.059d^{-0.75}$
1000	$i=55.071d^{-0.75}$

6.9.Lluvia de diseño

La lluvia de diseño o tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Las tormentas de diseño se basan en información histórica de precipitación en un sitio o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

Para construir la lluvia de diseño hacemos uso del tiempo de concentración que es el tiempo que tarda una gota de lluvia en llegar al punto de salida desde el punto más alejado de la cuenca y se expresa con el método de Kirpich Ecuación 41. (Chow, 1967)

$$t_c = .000325 \frac{L^{.77}}{S^{.385}}$$

Ecuación 41- Tiempo de concentración

Dónde:

Tc= tiempo de concentración en horas

L= longitud del cauce principal en metros

S= pendiente del cauce principal

A continuación, construiremos la lluvia de diseño para la microcuenca Marijo, el cálculo de la tormenta de diseño de las otras microcuencas se encuentra en los Anexos.

L	6810.013	m
S	0.09210657	

Tabla 6.49- Características del cauce principal de la microcuenca Marijo

Al aplicar la formula el tiempo de concentración para la microcuenca Marijo resultado de 0.728 horas este lo aproximamos a 1 hora, con las ecuaciones idT de la Tabla 6.48 obtenemos las intensidades a cada .1 horas hasta llegar a una hora como se muestra en la Tabla 6.50.

Tabla 6.50- Intensidades de lluvia en cada intervalo definido

Horas	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
T	i									
2	118.181653	70.2712312	51.8452674	41.7835241	35.3445581	30.8273804	27.4616438	24.8446321	22.7440697	21.016
5	151.365415	90.0024139	66.4026962	53.5157555	45.2688176	39.4832794	35.17249078	31.8206586	29.1302876	26.917
10	173.33609	103.066256	76.0410412	61.2835624	51.8395822	45.2142736	40.27777449	36.4394242	33.3585461	30.824
20	194.412643	115.598449	85.2871424	68.7352491	58.1429417	50.7120383	45.17529262	40.8702236	37.4147306	34.572
25	221.697444	131.822089	97.2567483	78.381883	66.3030005	57.8292085	51.51540947	46.6061465	42.665693	39.424
50	242.138551	143.976444	106.224085	85.6089058	72.4163175	63.1612188	56.2652703	50.9033599	46.5995859	43.059
100	309.686991	184.140987	135.857	109.490886	92.618013	80.7810558	71.96137162	65.1036702	59.5992892	55.071
1000	377.117339	224.235312	165.43811	133.331114	112.784391	98.3700888	87.63003221	79.2791547	72.5762658	67.062

Aplicando la Ecuación 40 de intensidades convertimos las intensidades a precipitación, las cuales se muestran en la Tabla 6.51.

Tabla 6.51- Precipitaciones en cada intervalo definido

Horas	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
T	P									
2	11.8181653	14.0542462	15.5535802	16.7134096	17.6722791	18.4964283	19.22315066	19.8757057	20.4696627	21.016
5	15.1365415	18.0004828	19.9208088	21.4063022	22.6344088	23.6899676	24.62074355	25.4565269	26.2172588	26.917
10	17.333609	20.6132512	22.8123124	24.5134249	25.9197911	27.1285642	28.19444214	29.1515394	30.0226915	30.824
20	19.4412643	23.1196898	25.5861427	27.4940996	29.0714709	30.427223	31.62270483	32.6961789	33.6732575	34.572
25	22.1697444	26.3644178	29.1770245	31.3527532	33.1515003	34.6975251	36.06078663	37.2849172	38.3991237	39.424
50	24.2138551	28.7952888	31.8672255	34.2435623	36.2081587	37.8967313	39.38568921	40.7226879	41.9396273	43.059
100	30.9686991	36.8281973	40.7571001	43.7963543	46.3090065	48.4686335	50.37296013	52.0829361	53.6393603	55.071
1000	37.7117339	44.8470623	49.631433	53.3324456	56.3921954	59.0220533	61.34102254	63.4233238	65.3186392	67.062

Generamos la precipitación caída en cada intervalo de tiempo restando a la precipitación caída en un intervalo la precipitación caída en el intervalo anterior, lo cual se presenta en la Tabla 6.52

Tabla 6.52- Precipitación caída en cada intervalo definido

Horas	precipitación por hora									
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
T										
2	11.8181653	2.23608096	1.49933397	1.15982942	0.95886943	0.8241492	0.726722403	0.65255499	0.59395708	0.54633727
5	15.1365415	2.86394134	1.92032606	1.48549336	1.2281066	1.05555881	0.930775929	0.83578334	0.76073195	0.69974116
10	17.333609	3.27964215	2.19906121	1.70111258	1.40636616	1.20877307	1.065877967	0.95709721	0.87115212	0.80130852
20	19.4412643	3.67842553	2.46645289	1.90795692	1.57737123	1.3557521	1.195481867	1.07347408	0.97707861	0.89874248
25	22.1697444	4.19467338	2.8126067	2.17572873	1.79874706	1.54602484	1.363261516	1.22413057	1.11420651	1.0248763
50	24.2138551	4.58143367	3.07193669	2.37633683	1.96459643	1.68857253	1.488957934	1.33699873	1.21693938	1.11937268
100	30.9686991	5.85949822	3.92890279	3.03925418	2.51265218	2.15962697	1.904326677	1.70997602	1.55642417	1.43163968
1000	37.7117339	7.13532838	4.7843707	3.70101258	3.05974979	2.62985789	2.318969251	2.08230124	1.89531546	1.74336076

Esas precipitaciones caídas en cada intervalo se acomodan en forma de tormenta, las menores en los extremos hasta llegar a la precipitación máxima en medio, como se muestra en la Tabla 6.53, finalmente se grafican estos valores con lo que obtenemos la Figura 6.23, donde se observa la lluvia de diseño para cada periodo de retorno.

Tabla 6.53- Precipitación acomodada en forma de tormenta

Horas	precipitación acomodada									
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
T										
2	0.54633727	0.65255499	0.8241492	1.15982942	11.8181653	2.23608096	1.49933397	0.95886943	0.7267224	0.59395708
5	0.69974116	0.83578334	1.05555881	1.48549336	15.1365415	2.86394134	1.920326059	1.2281066	0.93077593	0.76073195
10	0.80130852	0.95709721	1.20877307	1.70111258	17.333609	3.27964215	2.199061205	1.40636616	1.06587797	0.87115212
20	0.89874248	1.07347408	1.3557521	1.90795692	19.4412643	3.67842553	2.466452893	1.57737123	1.19548187	0.97707861
25	1.0248763	1.22413057	1.54602484	2.17572873	22.1697444	4.19467338	2.812606701	1.79874706	1.36326152	1.11420651
50	1.11937268	1.33699873	1.68857253	2.37633683	24.2138551	4.58143367	3.071936687	1.96459643	1.48895793	1.21693938
100	1.43163968	1.70997602	2.15962697	3.03925418	30.9686991	5.85949822	3.928902791	2.51265218	1.90432668	1.55642417
1000	1.74336076	2.08230124	2.62985789	3.70101258	37.7117339	7.13532838	4.784370703	3.05974979	2.31896925	1.89531546

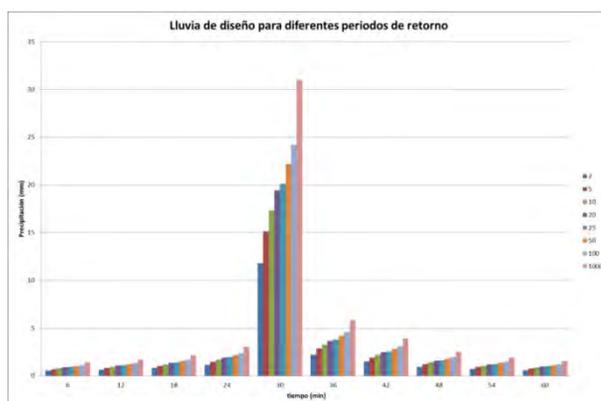


Figura 6.23- Lluvia de diseño para diferentes periodos de retorno para la microcuenca Marijo

6.10. Método racional

El método Racional es una fórmula empírica, con la cual se obtienen gastos pico, esta tiene aplicación en microcuencas homogéneas pequeñas, en cálculo de obras de drenaje poco importantes. (Aparicio, 2009)

$$Q_p = .278CiA$$

Dónde:

Q_p = Gasto pico en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento

i= Intensidad de la lluvia en el tiempo de concentración en mm

A= Área en Km²

El tiempo de concentración es el calculado en el capítulo 6.9 de la lluvia de diseño, el coeficiente es el del capítulo 6.4.1 y la intensidad se obtiene con las curvas idT.

Tabla 6.54- Valores para la microcuenca Marijo

t _c =	1	horas
C=	0.175489402	
A=	7.74508	Km ²

Tabla 6.55- Gastos picos para diferentes periodos de retorno de la microcuenca Marijo

T	i en t _c	Q _p (m ³ /s)
2	21.016	7.94093529
5	26.917	10.1706393
10	30.824	11.6469066
20	34.572	13.0630955
25	35.761	13.5123614
50	39.424	14.8964329
100	43.059	16.2699245
1000	55.071	20.8086814

En Anexos se presentan los gastos pico para las demás microcuencas

6.11. Método de Chow

Este método sólo proporciona el gasto de pico y es aplicable a cuencas no urbanas con un área menor de 25 km².

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

Tabla 6.56- Datos de entrada para el método de Chow para la microcuenca Marijo

A	7.74508	km ²
L	6.810013	km ²
N	75.74374597	
S	0.092106571	
tr	0.697608382	horas

$$t_r = .005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{.64}$$

Ecuación 42- Tiempo de retraso por el método de Chow

Dónde:

tr= Tiempo de retraso en horas

L= longitud del cauce principal en metros

S= pendiente del cauce principal en %

Este método es iterativo por lo que se debe proponer una duración efectiva “de” y calcular hasta que se llegue a un gasto pico y empieza a bajar.

Se requiere conocer la precipitación que escurre que depende del número de curva y la precipitación en la duración efectiva propuesta. Con la Ecuación 43 calculamos dicha precipitación. (Aparicio, 2009)

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

Ecuación 43- Precipitación efectiva

Dónde:

Pe= Precipitación efectiva en la duración “de” en cm

N= Numero de curva

P= Precipitación en la duración “de” en cm

$$Q_p = q_p P_e$$

Ecuación 44- Gasto pico por el método de Chow

Dónde:

Qp: gasto pico en m³/s

q_p: gasto unitario pico m³/s/mm

$$q_p = \frac{.278A}{de} z$$

Ecuación 45- Gasto unitario pico, método Chow

Dónde:

A: Superficie de la cuenca en Km²

de: duración en exceso o efectiva de la tormenta en horas

Z: factor de reducción del pico

$$z = 1.0317 \left(\frac{de}{Tr} \right)^{.9685} \quad \text{si } 0 < \frac{de}{Tr} < .184$$

$$z = .0893 + .776 \frac{de}{Tr} - .162 \left(\frac{de}{Tr} \right)^{.9685} \quad \text{si } .184 < \frac{de}{Tr} < 2$$

$$z = 1 \quad \text{si } 2 < \frac{de}{Tr}$$

Ecuación 46- Factor de reducción del pico, método Chow

Dónde:

tr= Tiempo de retraso en horas

de: duración en exceso o efectiva de la tormenta en horas

Tabla 6.57- Cuadro de cálculo de la microcuenca Marijo para un periodo de retorno de 25 años

T=25						
de (min)	P (mm)	Pe (mm)	de/Tr	Z	qp (m3/seg/)	Qp (m3/s)
10	22.84924435	0.49258962	0.25363474	0.24321721	3.1420729	1.54775248
20	27.17248395	1.28897901	0.50726948	0.39898763	2.57721939	3.3219817
30	30.07129671	2.00247766	0.76090422	0.55542962	2.39182683	4.7895798
40	32.31371125	2.64365743	1.01453895	0.71230163	2.30051941	6.08178523
50	34.16758969	3.22838344	1.26817369	0.86949039	2.24655335	7.25273565
60	35.761	3.76824933	1.52180843	1.02692976	2.21111557	8.33203474
70	37.16604531	4.27154057	1.77544317	1.18457631	2.18618524	9.33837893
80	38.42769533	4.74432974	2.02907791	1	1.61484918	7.66137699
90	39.57605213	5.19119921	2.28271265	1	1.43542149	7.45155892
100	40.63234076	5.61569903	2.53634739	1	1.29187934	7.25480558
110	41.6121364	6.02064246	2.78998213	1	1.17443577	7.07085784
120	42.52723564	6.40830226	3.04361686	1	1.07656612	6.8989611
130	43.38680602	6.78054511	3.2972516	1	0.99375334	6.73818936
140	44.19812552	7.13892613	3.55088634	1	0.92277096	6.58759372
150	44.96707688	7.48475694	3.80452108	1	0.8612529	6.44626859
160	45.6984887	7.81915585	4.05815582	1	0.80742459	6.3133787
170	46.3963774	8.14308542	4.31179056	1	0.75992903	6.18816697
180	47.06412278	8.45738123	4.5654253	1	0.71771075	6.0699534
190	47.7045982	8.76277415	4.81906003	1	0.6799365	5.95812996
200	48.32026874	9.05990775	5.07269477	1	0.64593967	5.85215384
210	48.9132664	9.34935229	5.32632951	1	0.61518064	5.75154052
220	49.48544867	9.63161583	5.57996425	1	0.58721788	5.65585706
230	50.03844454	9.90715335	5.83359899	1	0.56168667	5.56471599
240	50.5736912	10.1763742	6.08723373	1	0.53828306	5.47776984
250	51.0924636	10.4396482	6.34086847	1	0.51675174	5.39470635
260	51.59589842	10.6973109	6.59450321	1	0.49687667	5.31524422
270	52.08501374	10.9496676	6.84813794	1	0.47847383	5.23912943
280	52.56072534	11.1969975	7.10177268	1	0.46138548	5.16613206
290	53.02386018	11.4395561	7.35540742	1	0.44547564	5.09604351
300	53.47516777	11.6775783	7.60904216	1	0.43062645	5.02867407
310	53.91532972	11.9112808	7.8626769	1	0.41673527	4.96385085
320	54.34496791	12.1408636	8.11631164	1	0.4037123	4.90141589

Tabla 6.58- Gasto pico por el método de Chow para la Microcuenca Marijo

T	Qp (m3/s)
2	0.94516503
5	2.81696865
10	6.13887285
20	9.07506457
25	9.33837893
50	13.1700939
100	16.1490906
1000	31.0789934

De igual forma los gastos para otras microcuencas se encuentran en los Anexos

6.12. Hidrograma unitario triangular

El método simplifica el hidrograma unitario real, suponiéndolo de forma triangular y definiéndolo a partir de su altura y base por medios del gasto de pico (Qp), y el tiempo base (Tb). Este método es muy aplicable, fundamentalmente a cuencas no aforadas y para definirlo únicamente se requiere conocer las características físicas o hidrológicas de la cuenca.

Para crear nuestros hidrogramas utilizamos el programa HEC-HMS (Figura 6.24), donde para modelar la cuenca se requieren los datos de entrada de la Tabla 6.59, además del hietograma para cada periodo de retorno (Figura 6.23)



Figura 6.24- Cuenca modelada con HEC-HMS

Tabla 6.59- Datos de entrada para modelación con HEC-HMS

datos		
Area	7.74508	Km2
N	75.743746	
Tc	0.72804025	horas
Pmin	16.2682435	mm
Tr	0.43682415	horas

Una vez ingresados los datos geomorfológicos de cada microcuenca y los hietogramas de cada periodo de retorno el programa nos arroja como resultado los hidrogramas para cada microcuenca (Figura 6.26).

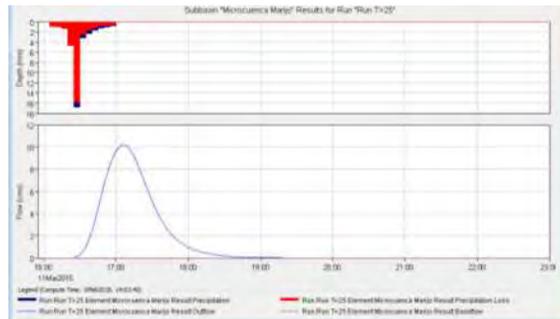


Figura 6.25- Hietograma e hidrograma para la microcuenca Marijo

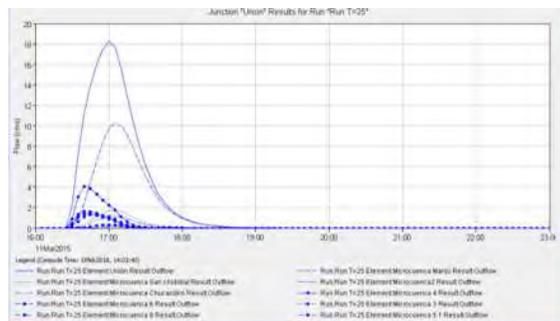


Figura 6.26- Hidrogramas de cada microcuenca

Teniendo todos los hidrogramas el programa los suma con lo que tenemos el hidrograma total de la cuenca (Figura 6.27), además de una tabla resumen con los datos más importantes del estudio (Tabla 6.60).

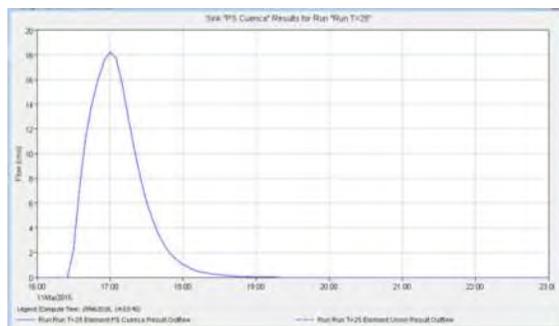


Figura 6.27- Hidrograma de la cuenca para un periodo de retorno de 25 años

Tabla 6.60- Resumen de escurrimiento para un T=25

Microcuenca	Area (km2)	Gasto pico (m3/s)	hora de gasto pico	Volumen (1000 m3)
Marijo	7.74508	10.2	11mar2015, 17:05	29.2
San cristobal	2.764268	1.7	11mar2015, 17:05	4.1
2	2.385589	1.2	11mar2015, 17:05	2.8
Chucandiro	1.603539	0.2	11mar2015, 17:05	0.2
4	1.108449	4.1	11mar2015, 16:40	7.3
6	1.056141	0.3	11mar2015, 17:00	0.5
3	1.032863	1.3	11mar2015, 16:50	2.6
8	0.821607	1.7	11mar2015, 16:40	3
5.1	0.677445	1.4	11mar2015, 16:40	2.6
Cuenca	19.194981	18.2	11mar2015, 17:00	52.4

Finalmente obtenemos los gastos pico para cada periodo de retorno, los cuales se muestran en la Tabla 6.61.

Tabla 6.61- Gasto pico para diferentes periodos de retorno

T	Qp (m3/s)
2	1.40
5	5.50
10	10.20
20	16.20
25	19.19
50	25.60
100	33.80
1000	68.40

7. Funcionamiento hidráulico de canales

7.1. Introducción

Un canal es una estructura hidráulica utilizada para transportar cualquier fluido de un punto a otro, diferenciándose de las tuberías que este flujo está a superficie libre, esto quiere decir que el movimiento del flujo se debe a los efectos de la gravedad.

Los canales pueden clasificarse de acuerdo a su geometría, en rectangulares, trapezoidales, circulares, etc. ; de acuerdo al material del que están hecho, como canales revestidos y no revestidos.

Cualquiera que sea el tipo de canal a construir es fundamental conocer el comportamiento del agua durante el recorrido por el canal, con el fin de asegurarnos que el tirante de agua no sea mayor a las dimensiones del canal ya que esto provocaría desbordamientos. Otro aspecto importante a considerar es la velocidad que alcanza el flujo ya que si es muy alta podría provocar socavación de la sección transversal o si es muy lenta podría generar sedimentación de partículas que se encuentran en el agua. A la revisión y control de estos parámetros se le conoce como estudio del funcionamiento hidráulico de canales, el cual como ya indicamos revisa el comportamiento del fluido en el canal para asegurar su correcto funcionamiento.

7.1.1. Objetivos

- Presentar la información recolectada en el trabajo de campo que será necesaria como dato de entrada en el programa HEC-RAS.
- Presentar los resultados del programa HEC-RAS para periodos de retorno (T_r) de 20 y 25 años en forma de perspectivas X,Y,Z, niveles en secciones transversales importantes, perfil longitudinal del canal, perfil general de velocidades, tablas, en las secciones transversales y en las estructuras importantes.
- El cálculo de perfiles hidráulicos a lo largo de un tramo de cauce para estimar los niveles del agua durante el paso de avenidas extraordinarias, y de esta manera, saber con qué gasto se comienza a desbordar el cauce y las zonas en las que se presentan dichos desbordamientos, además de emplear esa información para ubicar las zonas donde se requieren hacer trabajos de dragado, rectificación de cauces y construcción o mantenimiento de bordos.
- Presentar conclusiones y recomendaciones para el correcto manejo de las estructuras y canales

7.1.2. Conceptos básicos

Área: Es el área A ocupada por el flujo en la sección del canal.

Es fácil observar que el incremento diferencial del área dA , producido por el incremento dy del tirantes, es $dA = T dy$, y por tanto.

$$T = \frac{dA}{dy}$$

Perímetro mojado: Es la longitud P de la línea de contacto entre el agua y las paredes del canal es decir, no incluye a la superficie libre.

Longitud del canal: La longitud de un canal de distribución está en relación con el número de intermediarios que lo integran, así puede hablarse de canales cortos, canales largos, o incluso canales directos.

Pendiente: En lo relativo a la geometría en el sentido longitudinal, pendiente de un canal es el coeficiente S_0 del desnivel entre dos puntos sobre la plantilla y la distancia horizontal que los separa.

Manning: Originalmente fue obtenida a partir de siete ecuaciones diferentes basadas en ensayos de Bazin, y posteriormente verificada por observaciones. Es una de las más utilizadas por su sencillez.

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$$

Donde n es un nuevo factor de fricción, llamado coeficiente de Manning, que por ser aplicable a canales hidráulicamente rugosos, depende sólo de la rugosidad de la frontera y es independiente del número de Reynolds.

Talud: Designa la inclinación de las paredes de la sección y corresponde a la distancia k recorrida horizontalmente desde un punto sobre la pared, para ascender la unidad de longitud a otro punto sobre la misma. Por lo general se expresa como $k:1$, sin embargo, es suficiente con indicar el valor de k .

Solera del canal: llamada también fondo o base del canal, es uno de los elementos importantes en el diseño de las dimensiones.

7.1.3. Tipos de flujos

- a) Función del tiempo. Permanente y no permanente
- b) En función del espacio. Uniforme y variado
- c) En función de la relación de velocidad y viscosidad. Laminar y turbulento
- d) En función del número Froude. Crítico, subcrítico y supercrítico.

El programa HEC – RAS permite resolver problemas empleando la hipótesis unidimensional para flujo permanente, uniforme, gradualmente variado, así como también problemas de flujo no permanente.

7.1.4. Clasificación de perfiles hidráulicos

Un perfil de flujo gradualmente variado es una línea que indica la posición de la superficie del agua. La forma de los perfiles del flujo gradualmente variado se obtiene al analizar el comportamiento de la ecuación diferencial del flujo gradualmente variado (Ecuación 47), la deducción puede consultarse en los textos clásicos de hidráulica (Sotelo Ávila, 2002).

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2}$$

Ecuación 47- Flujo gradualmente variado

Dónde:

y= tirante

x= coordenada coincidente con la plantilla del canal y positiva en la dirección del flujo

So= pendiente de la plantilla del canal en dirección del flujo

Sf= pendiente de la línea de energía o gradiente hidráulico

Fr2= cuadrado del número de Froude

El sentido del cálculo de los perfiles se establece en función de una sección de control. Entiéndase como control en un canal, a cualquier mecanismo que fija una relación única entre tirante del agua y el gasto, algunos ejemplos de controles son: compuertas, cimacios, vertedores, caídas, así como el flujo uniforme y una sección donde se presente el tirante crítico.

Al considerar la forma de los perfiles del flujo gradualmente variado, que son curvas integrales de la Ecuación 47 se establece (Sotelo Ávila, 2002) que los perfiles en régimen subcrítico se calculan hacia aguas arriba (perfiles H2, M1, M2, C1, C2, S1, A2). Los perfiles en los que el régimen del flujo es supercrítico se calculan hacia aguas abajo (perfiles H3, M3, C3, S3, A3). En la Figura 7.1 se indica el sentido del cálculo de los perfiles.

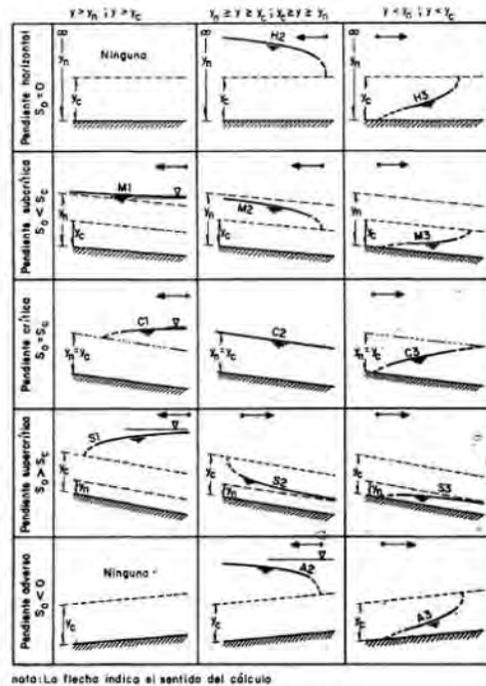


Figura 7.1- Tipos de perfiles de flujo

7.2. Modelación

Una modelación es describir fenómenos naturales o factores generales mediante ecuaciones matemáticas con el fin de representar numéricamente dichos fenómenos, con lo que podemos ser capaces de cambiar las variables y observar la respuesta del sistema. Y a su vez podemos predecir la respuesta de algún fenómeno que pudiera presentarse en el futuro.

En nuestro caso modelaremos el canal para ver si es capaz de conducir el gasto generado por una tormenta con un periodo de retorno de dado, y poder modificar las secciones, pendiente o Manning para darle la capacidad deseada al canal y con esto tener la certeza de que el canal funciona adecuadamente.

La modelación se hará en etapas, primero lo modelaremos en las condiciones actuales en las que se encuentra y a esa geometría le añadiremos el gasto de diseño para un periodo de retorno de 20 y 25 años, posteriormente ya observada su respuesta volveremos a modelar con los ajustes a la geometría, pendiente, Manning, etc. que creamos conveniente para poder resolver el problema de desbordamiento que pueda presentar el canal.

Para hacer dichas modelaciones nos auxiliaremos con el programa Hec-Ras, el cual describimos a continuación.

7.2.1. Hec-ras

HEC – RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), es un modelo numérico de dominio público, basado en la hipótesis del flujo unidimensional para flujos en régimen

permanente, no permanente, transporte de sedimentos y calidad del agua, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (U. S. Army Corps of Engineers) (Hec-Ras).

Los insumos necesarios para aplicar el modelo HEC-RAS son los siguientes:

- Datos provenientes del levantamiento topográfico realizado en campo (secciones transversales, puntos con sus respectivas coordenadas en la llanura de inundación)
- Características del material del canal y de la llanura de inundación (incluidas en el coeficiente de Manning n). Este coeficiente de rugosidad define las pérdidas por fricción entre otros tipos de pérdidas.
- Caudales de máximas crecidas o caudales calculados para diferentes periodos de retorno (Tr)

Las principales etapas en la modelación con HEC-RAS son las siguientes:

- Ingreso y edición de datos: geometría, caudales y estado de flujo
- Corrida del modelo ingresado
- Salida de datos (gráficos, tablas)

7.2.1.1. Ecuaciones empleadas en el cálculo de perfiles hidráulicos

El cálculo de los perfiles hidráulicos se basa en el balance de la ecuación de la energía (Ecuación 48), calculando la superficie libre del agua de una sección a otra, empleando un método iterativo.

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Ecuación 48- Ecuación de la energía

Dónde:

Z1 y Z2= carga de posición de las secciones 1 y 2

Y1 y Y2= carga de presión de las secciones 1 y 2 (también llamado tirante del agua)

V1 y V2= velocidad media en las secciones transversales 1 y 2

α_1 y α_2 = coeficiente de Coriolis en las secciones 1 y 2

g= aceleración de la gravedad

he= pérdida de energía entre las secciones 1 y 2

la ecuación de la energía se ve representada en la Figura 7.2

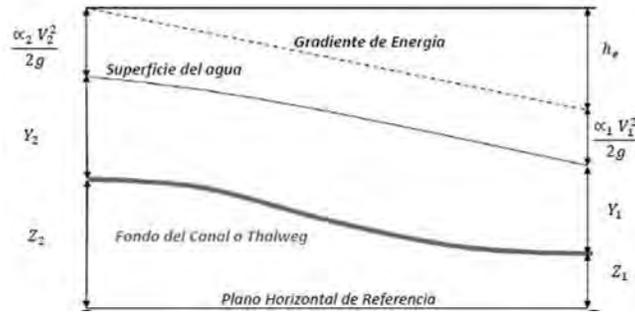


Figura 7.2- Representación gráfica de la ecuación de la energía

La pérdida de energía (h_e) (Ecuación 49), que se produce entre las secciones 1 y 2, es la suma de las pérdidas debido a la fricción, y las fuerzas que se deben a la contracción o expansión del flujo.

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Ecuación 49- Pérdidas de energía

Dónde:

L= longitud ponderada entre las secciones 1 y 2

Sf= pendiente de fricción entre las secciones 1 y 2

C= coeficiente de pérdidas por expansión o contracción

El tirante crítico es calculado con la ecuación de la energía específica (Ecuación 50).

$$E = y + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

Ecuación 50- Tirante crítico

7.2.2. Recopilación de información

7.2.2.1. Gastos de periodos de retorno

El gasto utilizado para el diseño de este canal será el obtenido en el Estudio hidrológico para un periodo de retorno de 20 y 25 años según la Tabla 7.1 para diferentes obras hidráulicas. Más el gasto base proveniente de las presas Marijo y San Cristóbal, los cuales se presentan en la Tabla 7.2, este gasto base al no contar con una estructura aforadora; se calculó en campo de la siguiente manera, se midió la velocidad superficial de un tramo tomando el tiempo que tardaba un objeto

en recorrer 1 metro y conociendo el área transversal de la sección se calculó un gasto base estimado que transita por el canal.

Tabla 7.1- Periodos de retorno para diferentes obras hidráulicas

ANEXO - PERIODO DE RETORNO PARA LA DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO DE DISEÑO EN DIVERSOS TIPOS DE OBRA HIDRÁULICA.	
TIPO DE OBRA HIDRÁULICA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
II.3.- Puentes, canales o tuberías en conducción de agua.	
A) Para riego áreas menor de 1,000 Has.	10 - 25
B) Para riego áreas de 1,000 a 10,000 Hectáreas.	25 - 50
C) Para riego áreas mayor de 10,000Has	50 -100
D) Abastecimiento industrial.	50 - 100
E) Abastecimiento de Agua Potable.	100 - 500
II.4.- Puentes para tuberías de petróleo y gas.	
A) Abastecimiento secundario local.	25 - 50
B) Abastecimiento regional.	50 - 100
C) Abastecimiento primario.	100 - 500
III.- ALCANTARILLAS PARA PASO DE PEQUEÑAS CORRIENTES	
A) En caminos locales que comunican poblados pequeños.	10 - 25
B) En caminos regionales que comunican poblados medianos.	25 - 50
C) En caminos primarios que comunican poblados grandes (Ciudades).	50 - 100
IV.- DELIMITACION DE ZONAS FEDERALES.	
IV.1.- Corrientes libres en:	
A) Zonas semiáridas o húmedas.	5
B) Zonas áridas con régimen de escurrimiento errático.	10 ó mayor.
C) Zonas de desbarbamiento.	Con base en la capacidad del cauce natural cavado.
IV.2.- Corrientes con obras de control.	
Además del término base debe tenerse en cuenta el gasto regulado.	5 ó 10 En ambos, o el resultado de diseño de la obra si es superior.

Tabla 7.2- Gastos de diseño

	Q (m ³ /s)
T=5 años	6.5
T=10 años	11.2
T=20 años	17.2
T=25 años	19.2
Presa Marijo	0.3
Presa San Cristóbal	0.7

7.2.2.1.1. División de gastos en una red de canales

Como nosotros contamos con un sistema de canales necesitamos saber cuánto gasto corre por un canal u otro, esto lo haremos de la siguiente manera:

Modelar solamente el canal principal y correrlo con el gasto de diseño

Al tener la misma cota en la plantilla el canal y la entrada del dren en la bifurcación podemos considerar que el tirante del canal en esa sección será el mismo tirante con el que entraría el agua al dren, por lo que conociendo la geometría, pendiente y el Manning de la sección de entrada, podemos conocer el gasto del dren con la ecuación de Manning (Ecuación 51) y con la ecuación de la continuidad (Ecuación 52) conocemos el gasto que continua por el canal.

$$\frac{Q * n}{\sqrt{s}} = A * Rh^{\frac{3}{2}}$$

Ecuación 51- Ecuación de Manning

Dónde:

Q= Gasto en m³/s

A= Área hidráulica en m²

n= Coeficiente de rugosidad de Manning

s= pendiente del tramo

Rh= Radio hidráulico en m

$$Q_1 = Q_2 + Q_3$$

Ecuación 52- Ecuación de la continuidad

Dónde:

Q₁= Gasto antes de la bifurcación en m³/s

Q₂= Gasto del canal después de la bifurcación en m³/s

Q₃= Gasto del dren después de la bifurcación en m³/s

7.2.2.2. Geometría

Para poder hacer la modelación del canal y sus drenes fue necesario ir a campo y recorrer la zona de estudio y con ayuda de un GPS marcar puntos a lo largo del canal para conocer la elevación en dicho punto, esta información se presenta en la Figura 7.3 y en la Tabla 7.3.



Figura 7.3- Recorrido de campo

Tabla 7.3- Información de campo del canal

Tramo	nombre	sección	distancia aguas abalo			area transversal
			margen izquierdo	centro	margen derecho	
1	117	243	140.32	140.32	140.32	15
2	116	246	378.87	378.76	378.65	15
3	115	247	299.3	299.28	299.26	19
4	114	248	187.02	187.48	187.95	15
5	113	249	329.95	328.96	328.03	23
5.1	112	250	178.51	178.92	179.34	3.75
6	111	251	241.56	241.86	242.17	8.25
7	110	252	215.44	215.44	215.44	14.25
8	109	253	297.5	296.39	295.31	14.25
9	108	254	524.82	524.99	525.15	6.75
10	107	255	515.71	515.76	515.8	5.25
11	106	256	153.44	153.69	153.95	6.75
12	105	257	324.47	324.47	324.47	8.25
13	104	258	719.22	719.22	719.22	8.25
14	103	259	131.41	131.41	131.41	8.25
15	102	260	531.79	531.79	531.79	8.25
	101	261	0	0	0	8.25

sección	E	A	H	x	elevación
243	1844.54627	8	2	-14	1844.54627
					-4 1844.54627
					-3.5 1842.54627
					3.5 1842.54627
					4 1844.54627
nombre	117		z	0.25	14 1844.54627
sección	E	A	H	x	elevación
246	1843.53	8	2	-14	1843.53
					-4 1843.53
					-3.5 1841.53
					3.5 1841.53
					4 1843.53
nombre	116		z	0.25	14 1843.53
sección	E	A	H	x	elevación
247	1842.47	10	2	-15	1842.47
					-5 1842.47
					-4.5 1840.47
					4.5 1840.47
					5 1842.47
nombre	115		z	0.25	15 1842.47
sección	E	A	H	x	elevación
248	1842.1	8	2	-14	1842.1
					-4 1842.1
					-3.5 1840.1
					4 1842.1
nombre	114		z	0.25	14 1842.1
sección	E	A	H	x	elevación
249	1841.72	10	2	-16	1841.72
					-6 1841.72
					-5.5 1839.72
					5.5 1839.72
					6 1841.72
nombre	113		z	0.25	16 1841.72
sección	E	A	H	x	elevación
250-compu	1841.66	3	1.5	-11.5	1841.66
					-1.5 1841.66
					1 1840.16
					1.5 1841.66
nombre	112		z	0.33333333	11.5 1841.66
sección	E	A	H	x	elevación
251	1841.66	6	1.5	-13	1841.66
					-3 1841.66
					-2.5 1840.16
					2.5 1840.16
nombre	111		z	0.33333333	3 1841.66
sección	E	A	H	x	elevación
252	1841.15	10	1.5	-15	1841.15
					-5 1841.15
					-4.5 1839.65
					4.5 1839.65
nombre	110		z	0.33333333	15 1841.15
sección	E	A	H	x	elevación
253	1841.15	10	1.5	-15	1841.15
					-5 1841.15
					-4.5 1839.65
					4.5 1839.65
nombre	109		z	0.33333333	15 1841.15
sección	E	A	H	x	elevación
254	1840.12	5	1.5	-12.5	1840.12
					-2.5 1840.12
					-2 1838.62
					2 1838.62
nombre	108		z	0.33333333	12.5 1840.12
sección	E	A	H	x	elevación
255-puente	1839.08	4	1.5	-12	1839.08
					-2 1839.08
					-1.5 1838.18
					1.5 1838.18
nombre	107		z	0.33333333	12 1839.08
sección	E	A	H	x	elevación
256	1839.51	5	1.5	-12.5	1839.51
					-2.5 1839.51
					-2 1838.01
					2 1838.01
nombre	106		z	0.33333333	12.5 1839.51
sección	E	A	H	x	elevación
257	1839.08	6	1.5	-13	1839.08
					-3 1839.08
					-2.5 1837.58
					2.5 1837.58
nombre	105		z	0.33333333	13 1839.08
sección	E	A	H	x	elevación
258	1838.99	6	1.5	-13	1838.99
					-3 1838.99
					-2.5 1837.49
					2.5 1837.49
nombre	104		z	0.33333333	13 1838.99
sección	E	A	H	x	elevación
259	1838.99	6	1.5	-13	1838.99
					-3 1838.99
					-2.5 1837.49
					2.5 1837.49
nombre	103		z	0.33333333	13 1838.99
sección	E	A	H	x	elevación
260	1838.99	6	1.5	-13	1838.99
					-3 1838.99
					-2.5 1837.49
					2.5 1837.49
nombre	102		z	0.33333333	13 1838.99

Tabla 7.4- Información de campo del Dren San Cristóbal

Tramo	nombre	seccion	distancia aguas abalo		
			margen izquierdo	centro	margen derecho
	203.5	250-2	10	10	10
1	203	250-2	2006.65	2006.65	2006.65
2	202	262	668.6	668.6	668.6
3	201	263	0	0	0

sección	E	A	H	x	elevacion	sección	E	A	H	x	elevacion		
250-2 compu	1841.66		0.8	1.5	-10.4	1841.66	262	1840.34	4	1.5	-12	1840.34	
					-0.4	1841.66					-2	1840.34	
brazo		base			-0.4	1840.16	brazo	base			-1.5	1838.84	
	10	0.8			0.4	1840.16		10	3		1.5	1838.84	
					0.4	1841.66					2	1840.34	
nombre	203.5		z	0	10.4	1841.66	nombre	202		z	0.33333333	12	1840.34
sección	E	A	H	x	elevacion	sección	E	A	H	x	elevacion		
262	1841.66		4	1.5	-12	1841.66	263	1840.12	4	1.5	-12	1840.12	
					-2	1841.66					-2	1840.12	
brazo		base			-1.5	1840.16	brazo	base			-1.5	1838.62	
	10	3			1.5	1840.16		10	3		1.5	1838.62	
					2	1841.66					2	1840.12	
nombre	203		z	0.33333333	12	1841.66	nombre	201		z	0.33333333	12	1840.12

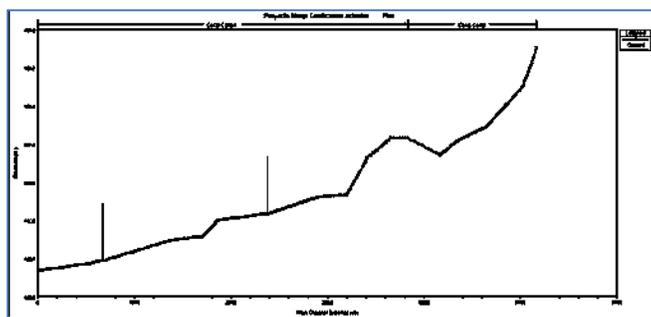


Figura 7.4- Perfil longitudinal del canal

Además de hacer un listado de cada sección con su geometría y condiciones en las que se presenta, con el fin de asignar un valor de Manning a la sección, dependiendo del material y las condiciones.

7.2.2.3. Régimen de flujo y condiciones de frontera

Antes de modelar el canal en Hec-Ras es necesario conocer las condiciones a las que se presenta el flujo, como lo es su tirante normal y su tirante crítico, además de conocer en qué régimen se presenta el flujo, esto con el fin de indicar las condiciones de frontera y el plan de cálculos, lo cual se explicara más adelante.

El tirante normal es el tirante que alcanza el agua cuando las fuerzas gravitatorias, que son las que provocan el movimiento, se igualan con las fuerzas de fricción las cuales se oponen al movimiento, al presentarse este fenómeno se dice que el flujo se ha estabilizado por lo que ya se mantiene un tirante fijo; para conocer el tirante normal recurrimos a la ecuación de Manning (Ecuación 51).

Por otro lado el tirante crítico es el tirante que genera la menor energía para el movimiento del flujo, el cual se calcula con la Ecuación 53.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

Ecuación 53- Ecuación del tirante critico

Dónde:

Q= Gasto en m³/s

g= Aceleración de la gravedad en m/s²

A= Área hidráulica en m²

T= Espejo de agua en m

A y T dependen de la geometría de la sección y se calculan de acuerdo a la Figura 7.5 (Sotelo Ávila, 2002)

SECCION ELEMENTO GEOMÉTRICO	RECTANGULAR	TRAPEZIAL	TRIANGULAR	PARABÓLICA
Área, A	by	$(b+By)y$	$\frac{1}{2}by$	$\frac{2}{3}by$
Perímetro mojado, P	$b+2y$	$b+2\sqrt{1+m^2}y$	$b\sqrt{1+m^2}$	$b+\frac{2}{3}\frac{b^2}{y}$
Radio hidráulico, $R_h = A/P$	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+By)y}{b+2\sqrt{1+m^2}y}$	$\frac{by}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{3}\frac{y^2}{b}$
Área de la superficie libre, A_{fl} , P'	b	$b+2By$	by	$\frac{2}{3}\frac{b}{y}$
Tirante medio, \bar{y}	y	$\frac{(b+By)y}{b+2By}$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{3}{8}y$
$\frac{d^3}{dy^3}$	0	$2\sqrt{1+m^2}$	$2\sqrt{1+m^2}$	$\frac{6}{y^3} - \frac{4}{3}\frac{b}{y^3} = \frac{6}{y^3} - \frac{4}{3}\frac{b}{y^3}$
$\frac{d^2}{dy^2}$	0	0	0	$-\frac{6}{y^4}$

Figura 7.5- Elementos geométricos de las secciones más comunes

Conociendo los tirantes normal y crítico podemos observar el régimen de flujo presente en nuestro canal, el cual lo definen las siguientes condiciones:

Subcrítica si $y_n > y_c$: perfil tipo M

Crítica si $y_n = y_c$: perfil tipo C

Supercrítica si $y_n < y_c$: perfil tipo S

Con ayuda del software H-Canales Figura 7.6 podemos calcular dichos tirantes para las secciones representativas y por consiguiente conocer el régimen de flujo de nuestro canal; el programa nos pide ingresar las dimensiones y pendiente del canal y el gasto de diseño, con lo que nos arroja el tirante normal y crítico, la energía específica y la velocidad del flujo; la información antes mencionada para nuestro canal se presenta en la Tabla 7.5.



Figura 7.6- Interfaz de Hcanales

Tabla 7.5- Condiciones de frontera

tramo	Tirante normal	Tirante crítico	regimen	condicion de frontera	Snormal
Canal	1.7005	0.2218	Subcrítico	condicion de frontera aguas abajo	0.00035728
Dren San Cristóbal	1.0627	0.2218	Subcrítico	condicion de frontera aguas abajo	0.00032905
Dren Marijo	1.0777	0.2007	Subcrítico	condicion de frontera aguas abajo	0.00019841
Dren Chucándiro	0.9938	0.2007	Subcrítico	condicion de frontera aguas abajo	0.0002578

7.3. Condición actual

El canal de estudio es un canal excavado en tierra de más de 5 kilómetros con un desnivel 5 metros aproximadamente desde la sección de inicio y la sección final, teniendo una pendiente promedio de .0003; con una sección transversal prácticamente rectangular que varía sus dimensiones a lo largo de todo el canal, secciones que van desde los 12 metros de ancho y 2 metros de profundidad la más grande y de 3 metros de ancho y 1.5 metros de fondo la más pequeña, presentándose un talud de 1:3 en todo el canal.



Ilustración 6- Algunas secciones representativas del canal

El canal se encuentra en condiciones de descuido en la mayoría de las secciones donde se encuentra gran cantidad de vegetación que obstruye el libre flujo del agua solo un pequeño tramo del canal se encuentra limpio ya que hace poco se hicieron trabajos de limpieza en dicho canal

El canal cuenta con una compuerta con longitudes de .75x2 metros la cual regula el paso de agua del canal al dren denominado San Cristóbal el cual sirve para desaguar el canal en tiempo de lluvias para evitar desbordamientos, esta compuerta se encuentra cerrada completamente en tiempo de secas, con el fin de que el gasto corra completamente por el canal ya que este sirve para el riego de parcelas.

El dren San Cristóbal se encuentra actualmente descuidado con poca vegetación en el canal y sus dimensiones son alrededor de los 4 metros y 1.5 metros de profundidad, con un desnivel de 1.5 metros desde la sección de inicio y la sección final, teniendo una pendiente promedio de .00033.



Ilustración 7- Compuerta San Cristóbal

7.3.1. Geometría

Con la información recabada en campo podemos generar la geometría del canal, siguiendo la metodología que a continuación se describe:

7.3.1.1. Trazo y secciones transversales

En la ventana de **enter/edit geometry** de Hec-Ras se generara lo que es el perfil y las secciones del canal, en el botón **river reach** se traza el eje del canal y los drenes.



Figura 7.7- Eje del Canal y Dren San Cristóbal

Para dibujar las secciones te vas al boton **cross section**, donde te pedira indicar las coordenadas para dibujar la seccion, la distancia a la seccion aguas abajo que se encuentran en la Tabla 7.3, los hombros de la seccion y el coeficiente de rugosidad Manning (Tabla 7.6); toda esta información es la que se recavo en campo, con lo que solo es cuestion de vaciar la información al programa.

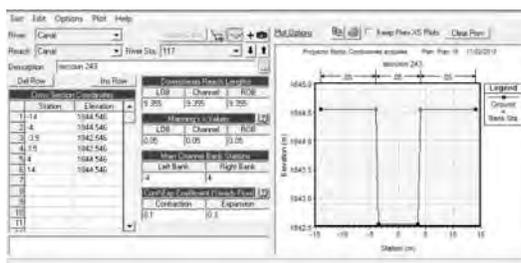


Figura 7.8- Secciones transversales del canal

7.3.1.2. Manning

Para conocer el coeficiente de rugosidad Manning se consultó en la bibliografía donde se encontraron tablas con diferentes valores de n dependiendo del material de la sección, se seleccionó el más parecido a las condiciones de campo.

Tabla 7.6- Tabla de valores de Manning

C. Excavated or Dredged Channels			
1. Earth, straight and uniform			
a. Clean, recently completed	0.016	0.018	0.020
b. Clean, after weathering	0.018	0.022	0.025
c. Gravel, uniform section, clean	0.022	0.025	0.030
d. With short grass, few weeds	0.022	0.027	0.033
2. Earth, winding and sluggish			
a. No vegetation	0.023	0.025	0.030
b. Grass, some weeds	0.025	0.030	0.033
c. Dense weeds or aquatic plants in deep channels	0.030	0.035	0.040
d. Earth bottom and rubble side	0.028	0.030	0.035
e. Stony bottom and weedy banks	0.025	0.035	0.040
f. Cobble bottom and clean sides	0.030	0.040	0.050
3. Dragline-excavated or dredged			
a. No vegetation	0.025	0.028	0.033
b. Light brush on banks	0.035	0.050	0.060
4. Rock cuts			
a. Smooth and uniform	0.025	0.035	0.040
b. Jagged and irregular	0.035	0.040	0.050
5. Channels not maintained, weeds and brush			
a. Clean bottom, brush on sides	0.040	0.050	0.080
b. Same as above, highest stage of flow	0.045	0.070	0.110
c. Dense weeds, high as flow depth	0.050	0.080	0.120
d. Dense brush, high stage	0.080	0.100	0.140

De la Tabla 7.6 (Hec-Ras) obtenemos los valores de Manning para las secciones de nuestro canal de acuerdo a las condiciones presentes en las secciones, las cuales se muestran en la Tabla 7.7.

Tabla 7.7- Valores de Manning para el canal

Condicion	Manning
Fondo limpio y maleza a los costados	.05
Maleza densa y hierba alta	.1

7.3.1.3. Geometría de puentes

Otro aspecto a tomar en cuenta es la presencia de estructuras civiles como puentes que de alguna manera constituyen elementos que influyen en el libre flujo del río Suches. El ingreso de los puentes (Ilustración 8) a HEC-RAS está en función de la sección aguas arriba y aguas abajo de la estructura.



Ilustración 8- Puentes de la sección 107.1 y 103.1 respectivamente

En la Figura 7.9 se observa la geometría del puente en sus correspondientes secciones (aguas arriba y aguas abajo).

El coeficiente de contracción es la relación entre la sección transversal mínima de un chorro de líquido que se descarga por un orificio y el área del orificio. Se asume que el coeficiente de contracción es de 0.3 y el coeficiente de expansión es de 0.5

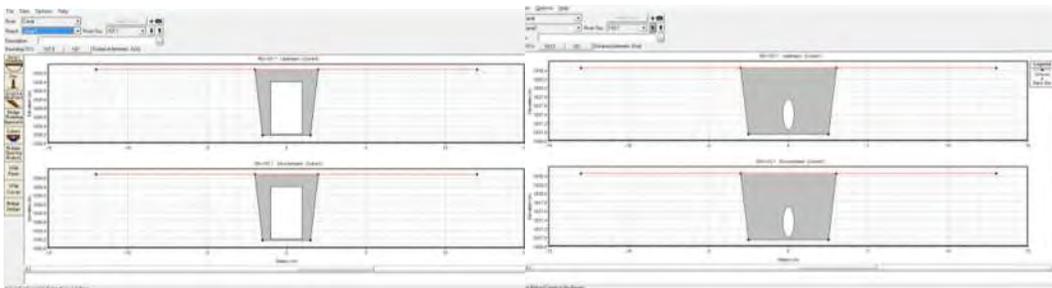


Figura 7.9- Geometría del puente de la sección 107.1 y 103.1

7.3.2. Flujo permanente

Para iniciar el análisis se considera que el flujo es permanente (steady flow). En el flujo permanente las propiedades del fluido tales como la velocidad y la presión en cada punto en el flujo no son dependientes del tiempo.

A continuación, y como ejemplo, se presenta la opción para el caso del gasto proveniente de las presas de san Cristóbal y Marijo (Tabla 7.8). Se asume que el caudal presenta una reducción en el gasto de la mitad a lo largo del tramo de modelación debido al uso agrícola que se le da. El mismo proceso se repitió para caudales correspondientes a $T_r = 25$ y 20 años más el mismo gasto base sin considerar pérdidas por infiltración ya que al ser tiempo de lluvias consideramos que el suelo se encuentra saturado.

La compuerta del dren San Cristóbal se encuentra cerrado ya que el canal sirve como conducto para riego agrícola.

Tabla 7.8- Gasto base

Flow Change Location				
	River	Reach	RS	Q base de presas
1	Canal	Canal	117	1
2	Canal	Canal	111.5	0.5
3	Canal	Dren S. Cristobal	203.5	1E-08

7.3.2.1. Condiciones de borde

Las condiciones de borde son necesarias para establecer la superficie inicial del agua en los extremos del tramo a ser modelado y es de donde partirá el programa para realizar las iteraciones para generar los tirantes a lo largo del canal. Cuando se tiene flujo supercrítico se deben de indicar condiciones de frontera aguas arriba de acuerdo al sentido de cálculo para cada perfil de flujo según Figura 7.1Tabla 7.5, con un flujo subcrítico que es nuestro caso se requiere indicar condiciones de frontera aguas abajo, si se tuvieran ambos regímenes se tienen que colocar ambas condiciones de frontera.

Las condiciones de frontera que puedes ingresar son un tirante conocido, un tirante crítico o la pendiente normal del tramo.

Tabla 7.9- Régimen de flujo del canal

Régimen	Subcrítico
condición de frontera aguas abajo	
S_{normal}	0.000357284

Tabla 7.10- Régimen de flujo del dren San Cristóbal

Régimen	Subcrítico
condicion de frontera aguas abajo	
S_{normal}	0.00032905

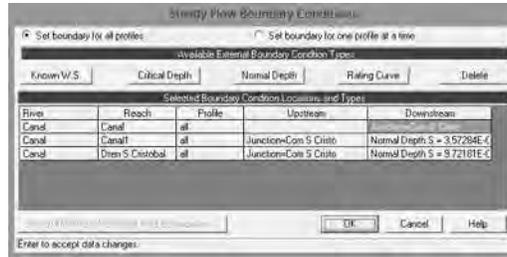


Figura 7.10- Indicar condiciones de frontera en Hec-Ras

7.3.3. Simulación

Para hacer la simulación te pide indicar el régimen del flujo de todo el sistema de canales y das click en correr programa.

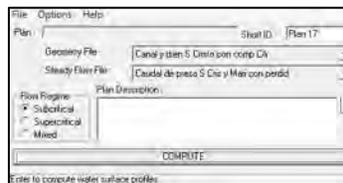


Figura 7.11- Simulación del programa

Una vez corrido el programa podemos observar el tirante de agua en todas las secciones transversales del canal (Figura 7.14), el perfil longitudinal y una vista en 3D de la red de canales.

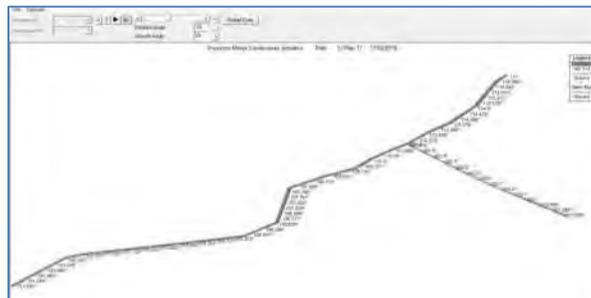


Figura 7.12- Vista en 3D del Canal

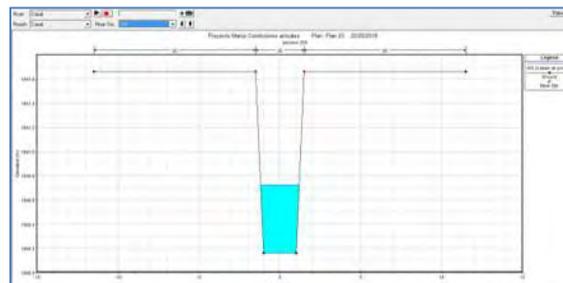


Figura 7.13- Tirante en la sección 112

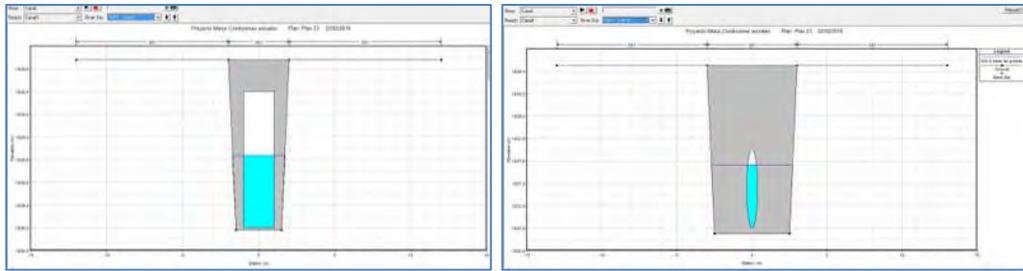


Figura 7.14- Tirante en el puente 107.1 y 103.1

Y finalmente te genera una tabla con los datos hidraulicos para cada seccion

Tabla 7.11- Resultados de simulación de geometría actual y gasto base

Geometría actual con gasto base de las presas						
Tramo	Estación	Q (m ³ /s)	Elevación plantilla (m)	Elevación tirante (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)
Canal	117	1	1842.55	1842.78	0.23	0.62
Canal	116	1	1841.53	1841.83	0.3	0.47
Canal	115	1	1840.47	1841	0.53	0.21
Canal	114	1	1840.1	1840.95	0.85	0.17
Canal	113	1	1839.72	1840.94	1.22	0.07
Canal	112	1	1840.16	1840.72	0.56	0.81
Dren San Cristóbal	203.5	0	1840.16	1840.17	0.01	0
Dren San Cristóbal	203	0	1837.58	1837.59	0.01	0
Dren San Cristóbal	202	0	1836.38	1836.39	0.01	0
Dren San Cristóbal	201	0	1835.73	1835.74	0.01	0
Canal1	111.5	0.5	1840.16	1840.71	0.55	0.41
Canal1	111	0.5	1840.16	1840.5	0.34	0.29
Canal1	110	0.5	1839.65	1839.85	0.2	0.28
Canal1	109	0.5	1838.67	1839.3	0.63	0.09
Canal1	108	0.5	1838.62	1839.23	0.61	0.2
Canal1	107.5	0.5	1838.18	1838.84	0.66	0.23
Canal1	107.1			Puente		
Canal1	107	0.5	1838.18	1838.84	0.66	0.24
Canal1	106	0.5	1838.01	1838.32	0.31	0.4
Canal1	105	0.5	1837.58	1838.18	0.6	0.16
Canal1	104	0.5	1837.49	1838.02	0.53	0.18
Canal1	103.5	0.5	1836.95	1837.74	0.79	0.12
Canal1	103.1			Puente		
Canal1	103	0.5	1836.95	1837.56	0.61	0.16
Canal1	102	0.5	1836.88	1837.52	0.64	0.15
Canal1	101	0.5	1836.69	1837.32	0.63	0.15

7.4. Calibración con ajuste de coeficiente de Manning

La calibración del modelo es indispensable para acercar el modelo a la realidad, esta calibración consiste en hacer que el tirante calculado con el programa sea igual a un tirante medido en campo, simplemente variando los valores de Manning, ya que estos fueron tomados de libros por lo que no reflejan la realidad.

Tabla 7.12- Valores de nuevo Manning

River Station	Form (m ² /s)	n B1	n B2	n B3
11 111.5	m	0.0405	0.0405	0.0405
3 111 470*	m	0.0425	0.0425	0.0425
3 111 441*	m	0.0424	0.0424	0.0424
4 111 411*	m	0.0476	0.0468	0.0476
5 111 382*	m	0.0502	0.0502	0.0502
6 111 352*	m	0.0536	0.0536	0.0536
7 111 322*	m	0.0551	0.0551	0.0551
8 111 294*	m	0.0575	0.0575	0.0575
9 111 264*	m	0.0599	0.0599	0.0599
10 111 235*	m	0.0636	0.0615	0.0636
11 111 205*	m	0.064	0.064	0.064
12 111 176*	m	0.0684	0.0664	0.0684
13 111 147*	m	0.0680	0.0680	0.0680
14 111 117*	m	0.0713	0.0712	0.0713
15 111 088*	m	0.0722	0.0737	0.0722
16 111 059*	m	0.0761	0.0763	0.0761
17 111 029*	m	0.0796	0.0796	0.0796
18 111	m	0.081	0.081	0.081
19 110 90*	m	0.081	0.081	0.081
20 110 82*	m	0.081	0.081	0.081
21 110 88*	m	0.081	0.081	0.081
22 110 84*	m	0.081	0.081	0.081
23 110 8*	m	0.081	0.081	0.081
24 110 75*	m	0.081	0.081	0.081
25 110 72*	m	0.081	0.081	0.081
26 110 65*	m	0.081	0.081	0.081
27 110 64*	m	0.081	0.081	0.081
28 110 6*	m	0.081	0.081	0.081
29 110 55*	m	0.081	0.081	0.081
30 110 52*	m	0.081	0.081	0.081
31 110 40*	m	0.081	0.081	0.081
32 110 44*	m	0.081	0.081	0.081
33 110 4*	m	0.081	0.081	0.081
34 110 30*	m	0.081	0.081	0.081

7.5. Condición actual con gasto de diseño

Ahora simulamos los periodos de retorno más el gasto base considerado de la Tabla 7.2 y que la compuerta de San Cristóbal está abierta (Tabla 7.13).

Tabla 7.13- Gasto de diseño más gasto base para canal y dren San Cristóbal

San Cristóbal funcionando		
T	25	20
Canal	19.2	17.2
Canal1	11.4369	9.9674
Canal2	11.4369	9.9674
San Cristóbal	7.7631	7.2326

En las siguientes figuras se puede apreciar que las secciones actuales no son capaces de recibir todo el gasto y que se ve que el tirante supera dichas secciones.

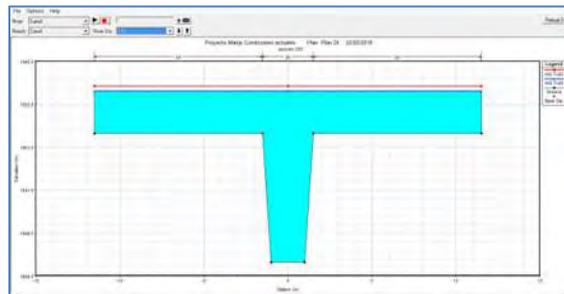


Figura 7.15- Tirante en la sección 112

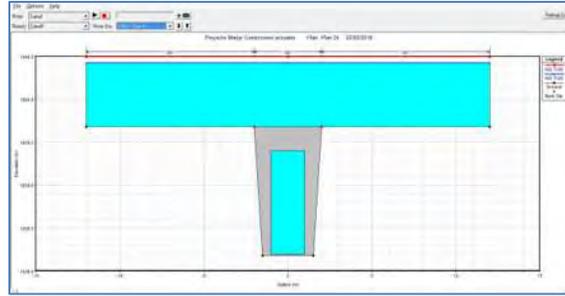


Figura 7.16- Tirante para el puente 107.1

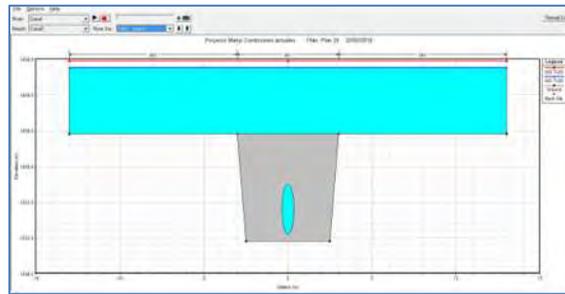


Figura 7.17- Tirante para el puente 103.1

En la Figura 7.18 se ve la sección de la compuerta del dren San Cristóbal y se puede apreciar que sus dimensiones son insuficientes.

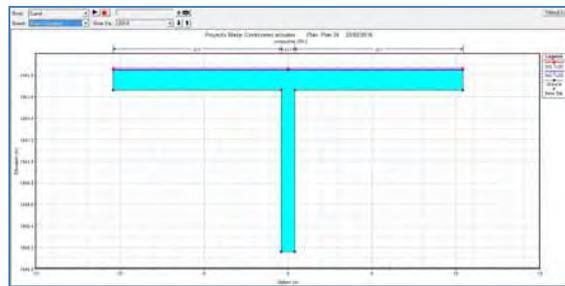


Figura 7.18- Compuerta San Cristóbal 203.5

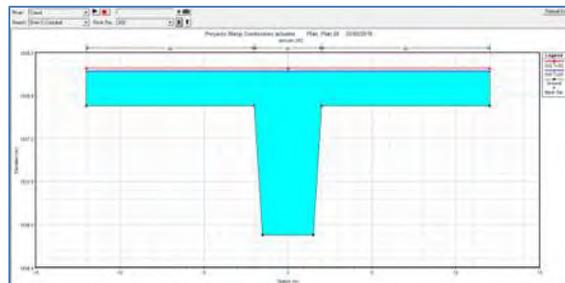


Figura 7.19- Tirante en la sección 202

En la Figura 7.20 se puede ver el tirante a lo largo de todo el canal y supera claramente las líneas negras que vienen representando los puentes en el canal.

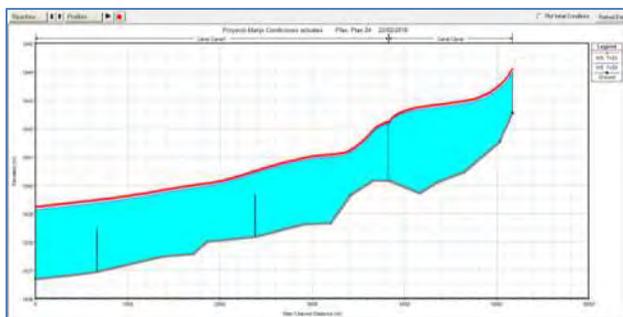


Figura 7.20- Perfil longitudinal del canal

Tabla 7.14- Resultados para geometría actual con gasto pico más gasto base

Geometría actual con gasto pico más base de las presas						
Tramo	Estación	Q (m ³ /s)	Elevación plantilla (m)	Elevación tirante (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)
Canal	117	19.2	1842.55	1844.1	1.55	1.67
Canal	116	19.2	1841.53	1843.52	1.99	1.29
Canal	115	19.2	1840.47	1842.96	2.49	0.69
Canal	114	19.2	1840.1	1842.82	2.72	0.76
Canal	113	19.2	1839.72	1842.74	3.02	0.41
Canal	112	19.2	1840.16	1842.21	2.05	1.56
Dren San Cristóbal	203.5	7.76	1840.16	1841.86	1.7	1.92
Dren San Cristóbal	203	7.76	1837.58	1839.64	2.06	0.56
Dren San Cristóbal	202	7.76	1836.38	1838.31	1.93	0.68
Dren San Cristóbal	201	7.76	1835.73	1837.66	1.93	0.68
Canal1	111.5	9.6	1840.16	1842.23	2.07	0.76
Canal1	111	9.6	1840.16	1841.92	1.76	0.83
Canal1	110	9.6	1839.65	1841.23	1.58	0.62
Canal1	109	9.6	1838.67	1841.07	2.4	0.29
Canal1	108	9.6	1838.62	1840.95	2.33	0.45
Canal1	107.5	9.6	1838.18	1840.5	2.32	0.5
Canal1	107.1	Culvert				
Canal1	107	9.6	1838.18	1840.49	2.31	0.5
Canal1	106	9.6	1838.01	1840.06	2.05	0.63
Canal1	105	9.6	1837.58	1839.99	2.41	0.38
Canal1	104	9.6	1837.49	1839.82	2.33	0.41
Canal1	103.5	9.6	1836.95	1839.47	2.52	0.35
Canal1	103.1	Culvert				
Canal1	103	9.6	1836.95	1839.47	2.52	0.35
Canal1	102	9.6	1836.88	1839.42	2.54	0.34
Canal1	101	9.6	1836.69	1839.23	2.54	0.34

Como se puede observar el canal no es capaz de conducir el gasto pico para un periodo de retorno de 25 años.

7.6. Propuestas de diseño

7.6.1. Limpio con gasto de diseño

Considerando que las estructuras actuales no tienen la capacidad de conducir el gasto pico de dichos periodos de retorno, debemos proponer soluciones que podamos emplear para resolver el problema.

Considerando que el descuido del canal es el problema, podemos proponer una limpieza del canal para su correcto funcionamiento. Para modelarlo solo es cuestión de modificar el coeficiente de Manning a otro que considere secciones limpias. En la Tabla 7.15 indicamos el nuevo Manning para modelar.

Tabla 7.15- Coeficiente de Manning considerando el canal limpio

Condicion	Manning
Pasto con algo de hierba	.03

Se observó que limpiando el canal no es suficiente por lo que se propone rectificar las secciones que son muy pequeñas y que provocan un cuello de botella, además de excavar 2 nuevos drenes para poder tener una mayor capacidad de drenaje hacia el lago.

7.6.2. Especificaciones técnicas de diseño

Para diseñar un canal no solo se debe contemplar las características para que el canal sea capaz de conducir el gasto de diseño, si no también tenemos que considerar aspectos que le den al canal una mayor vida útil, como lo es la velocidad de flujo, esta tiene que estar en un cierto rango, además de garantizar la estabilidad del talud de la sección transversal.

7.6.2.1.1. Selección del talud

Los taludes de un canal trapezoidal deben garantizar la estabilidad del corte que se hace para construir la sección del canal, esta estabilidad depende del ángulo de reposo del material, por lo que el talud debe de estar de acuerdo a dicho ángulo aceptando la debida tolerancia por saturación e infiltración. En la Tabla 7.16 se presentan los valores recomendados por el U.S. Bureau of Reclamation (USBR) para canales en tierra (Sotelo Ávila, 2002).

Tabla 7.16- Talud recomendado para distintos tipos de suelo

Tipo de suelo	Tirante hasta 1.20 m	Tirante mayor de 1.20 m
Turba	0	--
Arcilla dura	0.5	1.0
Limo arcilloso	1.0	1.5
Limo arenoso	1.5	2.0
Arena	2.0	3.0

7.6.2.1.2. Velocidad permisible

Velocidad mínima. El diseño de canales, recubiertos o no, que conducen agua con material fino en suspensión, debe considerar que la velocidad media del flujo, para el caudal mínimo de operación, sea mayor o igual que la necesaria para evitar la sedimentación del material transportado.

Velocidad máxima. La velocidad máxima de operación en canales, con o sin recubrimiento de superficie dura, que conducen agua limpia o material en suspensión debe limitarse para evitar el socavación o erosión continua del fondo y paredes por turbulencia, abrasión o eventualmente cavitación.

Ya que tenemos suelos duros y tirantes de alrededor de 1 metro la Tabla 7.17 nos indica que se debe multiplicar por 2.5 por 1.47, para conocer la velocidad máxima permisible. La cual nos da como resultado 3.67 m/s.

Tabla 7.17- Velocidades Máximas permisibles

Material o tipo de revestimiento	Tirante en m					Observaciones
	0.4	1.0	2.0	3.0	5.0 o más	
Césped recién crecido en área plana	0.6	0.8	0.9	1.0	1.0	Para pasto-sombra multiplicar por 2.2 los valores para cada tirante.
Cebadera de ranaje verde con buen crecimiento y distribución	1.8	2.2	2.5	2.7	2.7	Debe considerarse la solidez de la sección y su colocación.
Conglomerado, marga, espeso arcilloso y puzosas	2.1	2.5	2.9	3.1	3.2	Multiplicar por 0.47 para suelos blandos, por 1.43 para suelos duros, y por 2.0 para suelos muy duros.
Caliza pótreosa, conglomerado duro, arena arenosa, caliza dolomítica	2.5	3.0	3.4	3.7	3.8	Si la superficie de la roca es lisa, multiplicar por 1.67 los valores para cada tirante.
Arenisca dolomítica dura, arenisca silíceas	3.7	4.5	5.2	5.6	5.8	Si la superficie de la roca es lisa, multiplicar por 1.87 los valores para cada tirante.
Mármol, granito, sienita (resistencia a la compresión de 156.91 a 196.13 MPa)	18	20	23	25	25	Para roca con superficie lisa, 25 m/s es permisible con cualquier tirante. En caso de estar agrietada o disgregada por intemperismo, los valores permisibles deben disminuir.
Recubrimiento de madera con acabado barniz	6.0	7.5	8.5	9.0	9.7	Si está bien terminado, multiplicar por 2.
Recubrimiento acedado de piedra de tamaño: 15 cm 20 cm	2.5 2.9	3.0 3.5	3.5 4.0	3.8 4.3	3.9 4.4	Si el recubrimiento es en dos capas, multiplicar por 1.25.
Recubrimiento con gaviones	4.2	5.0	5.7	6.2	6.6	La posibilidad de desgaste de las mallas y su corrosión debe tomarse en cuenta.
Mampostería con mortero de cemento						En el caso de buenas condiciones de acabado superficial y reforzamiento en juntas, multiplicar los valores por 1.8.
Ladrillo normal (resistencia 1.57 a 3.14 MPa)	1.6	2.0	2.3	2.5	2.5	
Ladrillo con refuerzo de acero (resistencia 11.77 MPa)	4.6	5.5	6.3	6.9	7.0	
Ladrillo refractario (Klinker) (resistencia 24.5 a 29.42 MPa)	7.1	8.3	9.8	11.0	11.5	
Piedra de poca resistencia	2.9	3.5	4.0	4.4	4.5	
Piedra de mediana resistencia	3.8	4.6	5.3	5.7	6.0	
Concreto simple y reforzado, de calidad irregular. Resistencia de prueba cúbica a los 28 días, en MPa.						En el caso de acabado cuidadoso con juntas rebajadas y pulidas, se admite hasta 25 m/s, pero si el agua transporta material grueso y el acabado es regular, se admiten valores entre 12 y 20 m/s.
20.59	7.5	9.0	10.0	11.0	11.9	
16.07	6.6	8.0	9.1	10.0	10.6	
12.75	5.8	7.0	8.1	8.9	9.2	
10.79	5.0	6.0	6.9	7.5	8.0	
8.83	4.2	5.0	5.7	6.2	6.6	

7.6.2.1.3. Borde libre

Es el espacio entre la cota de la corona y la superficie del agua, no existe ninguna regla fija que se pueda aceptar universalmente para el cálculo del borde libre, debido a que las fluctuaciones de la superficie del agua en un canal, se puede originar por causas incontrolables. En la práctica, en tanto no se tengan valores específicos, es recomendable usar: $e=1/3 d$ para secciones sin revestimiento y $e = 1/6 d$ para secciones revestidas; donde d es el tirante del canal en metros. Pero siempre manteniendo un bordo libre mínimo de 10 cm.

7.6.3. Rectificación de canal

7.6.3.1. Geometría

Teniendo las especificaciones técnicas en mente ahora si proponemos una sección adecuada para el canal y los drenes.

Proponemos rectificar el canal principal con las siguientes secciones (Tabla 7.18).

Tabla 7.18- Secciones rectificadas del canal

sección	E	A	H	x	elevacion
243	1844.54627		8	2	-14 1844.54627
					-4 1844.54627
	brazo	base			-3 1842.54627
		10	6		3 1842.54627
					4 1844.54627
nombre	117		z	0.5	14 1844.54627

sección	E	A	H	x	elevacion
246	1843.53		8	2	-14 1843.53
					-4 1843.53
	brazo	base			-3 1841.53
		10	6		3 1841.53
					4 1843.53
nombre	116		z	0.5	14 1843.53

sección	E	A	H	x	elevacion
247	1842.47		10	2	-15 1842.47
					-5 1842.47
	brazo	base			-4 1840.47
		10	8		4 1840.47
					5 1842.47
nombre	115		z	0.5	15 1842.47

sección	E	A	H	x	elevacion
248	1842.1		11	2	-15.5 1842.1
					-5.5 1842.1
	brazo	base			-4.5 1840.1
		10	9		4.5 1840.1
					5.5 1842.1
nombre	114		z	0.5	15.5 1842.1

sección	E	A	H	x	elevacion
249	1841.72		12	2	-16 1841.72
					-6 1841.72
	brazo	base			-5 1839.72
		10	10		5 1839.72
					6 1841.72
nombre	113		z	0.5	16 1841.72

sección	E	A	H	x	elevacion
254	1840.12		7	2	-13.5 1840.12
					-3.5 1840.12
	brazo	base			-2.5 1838.12
		10	5		2.5 1838.12
					3.5 1840.12
nombre	108		z	0.5	13.5 1840.12

sección	E	A	H	x	elevacion
255- puente	1839.68		6	2	-13 1839.68
					-3 1839.68
	brazo	base			-2 1837.68
		10	4		2 1837.68
					3 1839.68
nombre	107		z	0.5	13 1839.68

sección	E	A	H	x	elevacion
256	1839.51		6	2	-13 1839.51
					-3 1839.51
	brazo	base			-2 1837.51
		10	4		2 1837.51
					3 1839.51
nombre	106		z	0.5	13 1839.51

sección	E	A	H	x	elevacion
257	1839.08		6	2	-13 1839.08
					-3 1839.08
	brazo	base			-2 1837.08
		10	4		2 1837.08
					3 1839.08
nombre	105		z	0.5	13 1839.08

sección	E	A	H	x	elevacion
250- compue	1841.66		5	2	-12.5 1841.66
					-2.5 1841.66
	brazo	base			-1.5 1839.66
		10	3		1.5 1839.66
					2.5 1841.66
nombre	112		z	0.5	12.5 1841.66

sección	E	A	H	x	elevacion
251	1841.56		6	2	-13 1841.56
					-3 1841.56
	brazo	base			-2 1839.56
		10	4		2 1839.56
					3 1841.56
nombre	111		z	0.5	13 1841.56

sección	E	A	H	x	elevacion
252	1841.15		10	2	-15 1841.15
					-5 1841.15
	brazo	base			-4 1839.15
		10	8		4 1839.15
					5 1841.15
nombre	110		z	0.5	15 1841.15

sección	E	A	H	x	elevacion
253	1840.17		10	2	-15 1840.17
					-5 1840.17
	brazo	base			-4 1838.17
		10	8		4 1838.17
					5 1840.17
nombre	109		z	0.5	15 1840.17

sección	E	A	H	x	elevacion
258	1838.99		6	2	-13 1838.99
					-3 1838.99
	brazo	base			-2 1836.99
		10	4		2 1836.99
					3 1838.99
nombre	104		z	0.5	13 1838.99

sección	E	A	H	x	elevacion
259-alcantar	1838.45		6	2	-13 1838.45
					-3 1838.45
	brazo	base			-2 1836.45
		10	4		2 1836.45
					3 1838.45
nombre	103		z	0.5	13 1838.45

sección	E	A	H	x	elevacion
260	1838.38		6	2	-13 1838.38
					-3 1838.38
	brazo	base			-2 1836.38
		10	4		2 1836.38
					3 1838.38
nombre	102		z	0.5	13 1838.38

sección	E	A	H	x	elevacion
261	1838.19		6	2	-13 1838.19
					-3 1838.19
	brazo	base			-2 1836.19
		10	4		2 1836.19
					3 1838.19
nombre	101		z	0.5	13 1838.19

Tabla 7.19- Secciones rectificadas del dren San Cristóbal

sección	E	A	H	x	elevacion	sección	E	A	H	x	elevacion	
250-2-comp	1841.66	2	2	-11	1841.66	262	1840.34	6	3	-13	1840.34	
					-1	1841.66					-3	1840.34
brazo	base				-1	1839.66	brazo	base			-1.5	1837.34
10	2				1	1839.66	10	3			1.5	1837.34
					1	1841.66					3	1840.34
nombre	203.5	z	0	11	1841.66	nombre	202	z	0.5	13	1840.34	
sección	E	A	H	x	elevacion	sección	E	A	H	x	elevacion	
262	1841.66	6	2	-13	1841.66	263	1840.12	6	3	-13	1840.12	
					-3	1841.66					-3	1840.12
brazo	base				-1.5	1839.66	brazo	base			-1.5	1837.12
10	3				1.5	1839.66	10	3			1.5	1837.12
					3	1841.66					3	1840.12
nombre	203	z	0.75	13	1841.66	nombre	201	z	0.5	13	1840.12	

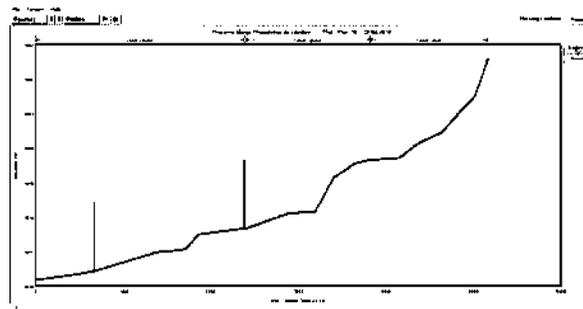


Figura 7.21- Nueva pendiente del canal

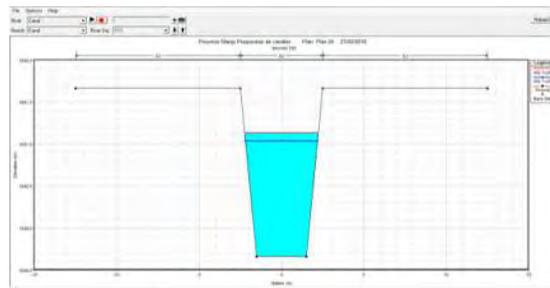


Figura 7.22- Sección 112 rectificada

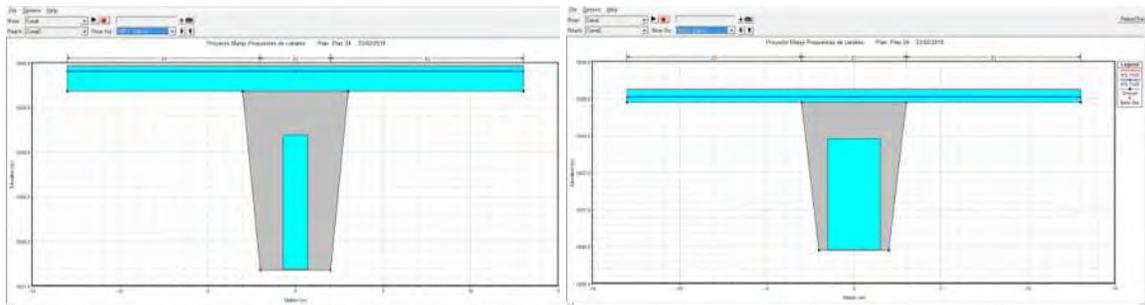


Figura 7.23- sección 107.1 y 103.1 rectificada

Se propone cambiar la tubería que había en la sección 103.1 (Figura 7.23) por un puente de concreto para aumentar el área de la sección ya que con esa tubería era insuficiente para la cantidad de agua que pasa.

Se cambiaron las dimensiones de la compuerta a una de 2x2 m (Figura 7.24) y se observa que la compuerta ya es capaz de recibir el gasto.

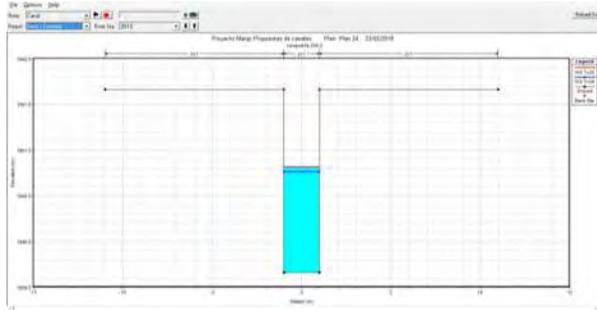


Figura 7.24- Compuerta San Cristóbal rectificada

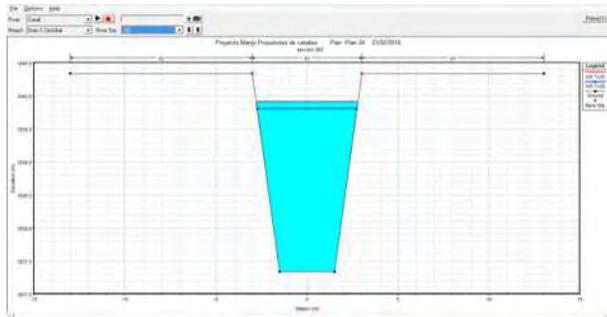


Figura 7.25- Sección 202 rectificada

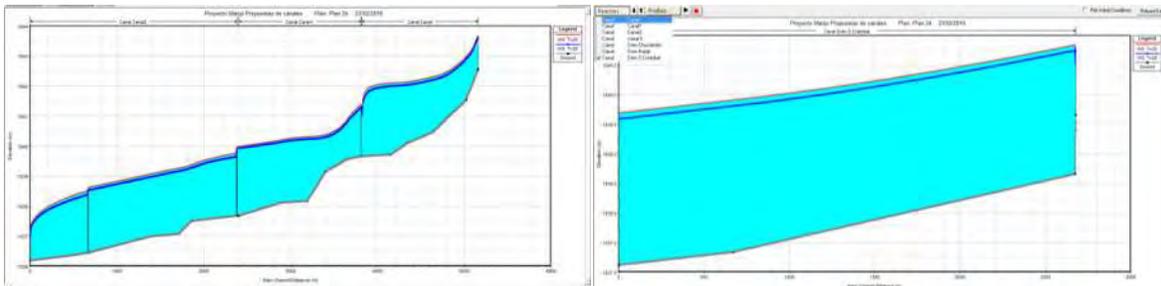


Figura 7.26- Perfil del Canal y dren San Cristóbal

Tabla 7.20- Resultados de la geometría rectificada

Geometría rectificada con gasto base de las presas						
Tramo	Estación	Q (m3/s)	Elevación plantilla (m)	Elevación tirante (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)
Canal	117	19.2	1842.55	1843.69	1.14	2.56
Canal	116	19.2	1841.53	1842.99	1.46	1.96
Canal	115	19.2	1840.47	1842.31	1.84	1.17
Canal	114	19.2	1840.1	1842.14	2.04	0.94
Canal	113	19.2	1839.72	1842.1	2.38	0.66
Canal	112	19.2	1839.66	1841.13	1.47	3.5
Canal1	111.5	11.44	1839.66	1841.4	1.74	1.7
Canal1	111	11.44	1839.56	1840.86	1.3	1.9
Canal1	110	11.44	1839.15	1840.38	1.23	1.08
Canal1	109	11.44	1838.17	1840.31	2.14	0.57
Canal1	108	11.44	1838.12	1840.2	2.08	0.89
Canal1	107.5	11.44	1837.68	1839.99	2.31	0.81
Canal1	107.1	11.44	1837.68	1839.97	2.29	1
Canal1	107	Culvert				
Canal1	106	11.44	1837.68	1839.76	2.08	1.27
Canal1	105	11.44	1837.51	1839.38	1.87	1.24
Canal1	104	11.44	1837.08	1839.27	2.19	0.94
Canal1	103.5	11.44	1836.99	1839.07	2.08	0.98
Canal1	103.1	11.44	1836.45	1838.62	2.17	0.96
Canal1	103	Culvert				
Canal1	102	11.44	1836.45	1838.51	2.06	1.08
Canal1	101	11.44	1836.38	1838.4	2.02	1.13
Dren San Cristóbal	203.5	11.44	1836.19	1837.09	0.9	2.85
Dren San Cristóbal	203	7.76	1839.66	1840.81	1.15	3.37
Dren San Cristóbal	202	7.76	1838.66	1840.84	2.18	0.87
Dren San Cristóbal	201	7.76	1837.34	1839.91	2.57	0.71

El canal aun no es capaz de transportar dicho gasto, por lo que se propone excavar otros 2 canales para desalojar el agua hacia el lago.

7.6.4. Diseño de drenes

Los drenes que se pretenden realizar se ubicaran uno en donde se encuentra el punto de salida de la microcuenca Marijo y el otro al final del canal, ambos darían salida al lago a todo el escurrimiento.

A continuación se presenta la geometría propuesta de los nuevos drenes:

Tabla 7.21- Características geométricas del dren Chucándiro

Tramo	nombre	seccion	distancia aguas abalo		
			margen izquierdo	centro	margen derecho
1	403	250-2	10	10	10
2	402	262	2094.61	2094.61	2094.61
3	401	263	0	0	0

sección	E	A	H	x	elevacion	sección	E	A	H	x	elevacion				
255-3-comp	1839.68		2	2	-11	1839.68		1839.1	6.5	3	-13.25	1839.1			
		brazo										-3.25	1839.1		
		base						brazo				-1.75	1836.1		
		10	2					base	10	3.5		1.75	1836.1		
												3.25	1839.1		
nombre		303		z	0	11	1839.68	nombre		301		z	0.5	13.25	1839.1
sección		1839.57		6.5	3										
												-13.25	1839.57		
		brazo										-3.25	1839.57		
		base										-1.75	1836.57		
		10	3.5									1.75	1836.57		
												3.25	1839.57		
nombre		302		z	0.5							13.25	1839.57		

Tabla 7.22- Características geométricas del dren Marijo

Tramo	nombre	seccion	distancia aguas abalo		
			margen izquierdo	centro	margen derecho
1	303	250-2	10	10	10
2	302	262	2016.05	2016.05	2016.05
3	301	263	0	0	0

sección	E	A	H	x	elevacion	sección	E	A	H	x	elevacion		
255-3- comp	1839.68	2	2	-11	1839.68		1839.1	6.5	3	-13.25	1839.1		
					-1	1839.68					-3.25	1839.1	
		brazo	base		-1	1837.68		brazo	base		-1.75	1836.1	
		10	2		1	1837.68		10	3.5		1.75	1836.1	
					1	1839.68					3.25	1839.1	
nombre	303		z	0	11	1839.68	nombre	301		z	0.5	13.25	1839.1

sección	E	A	H	x	elevacion	
	1839.57	6.5	3	-13.25	1839.57	
					-3.25	1839.57
		brazo	base		-1.75	1836.57
		10	3.5		1.75	1836.57
					3.25	1839.57
nombre	302		z	0.5	13.25	1839.57

En la Tabla 7.23 se muestran los gastos que circularían por cada dren, y en la Figura 7.27 se aprecia en planta el canal con los 3 drenes.

Tabla 7.23- Gastos con los 3 drenes Funcionando

3 drenes funcionando		
T	25	20
canal	19.2	17.2
canal1	11.4369	9.9674
canal2	5.5444	4.6635
san cris	7.7631	7.2326
marijo	5.8925	5.3039
chuca	5.5444	4.6635

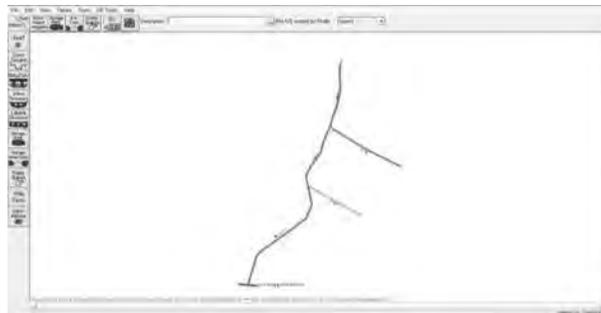


Figura 7.27- Vista en planta del canal y los 3 drenes

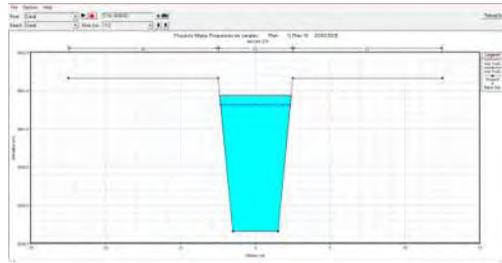


Figura 7.28- Sección 112 con los 3 drenes funcionando

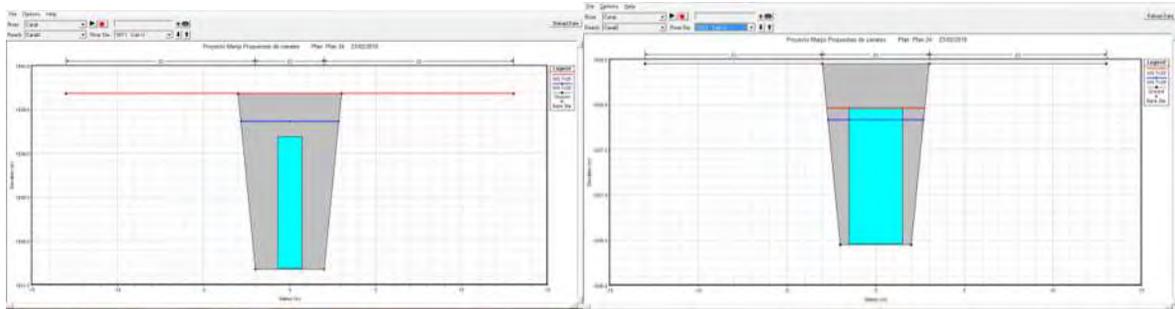


Figura 7.29- Puente 107.1 y 103.1 con los 3 drenes funcionando

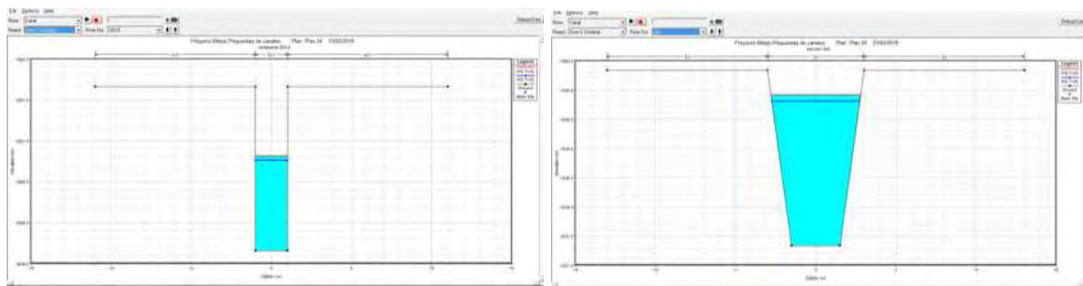


Figura 7.30- Compuerta y dren San Cristóbal

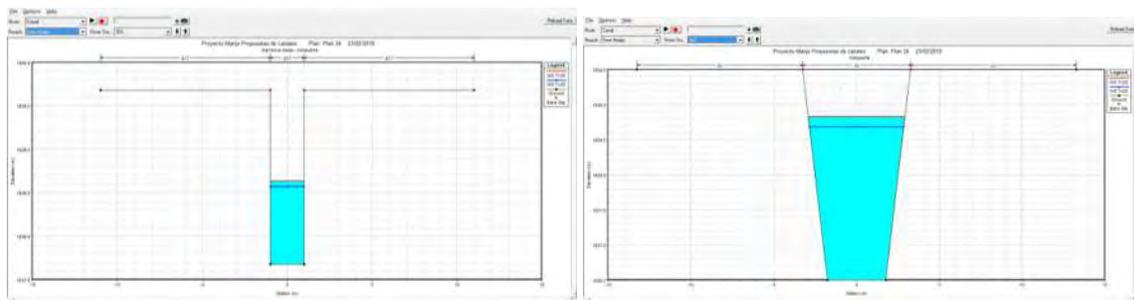


Figura 7.31- Compuerta y dren Marijo

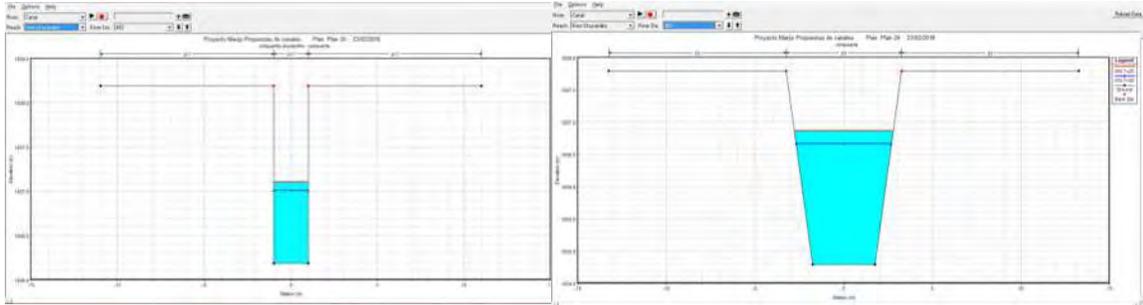


Figura 7.32- Compuerta y dren Chucándiro

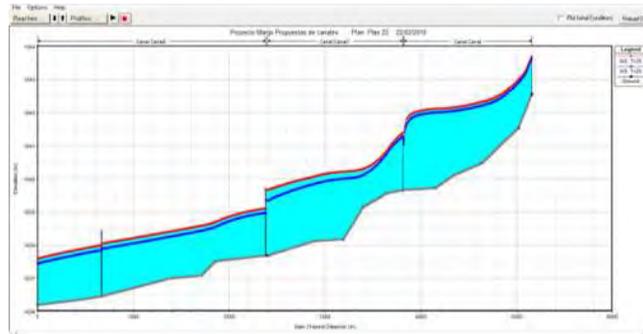


Figura 7.33- Perfil longitudinal del canal

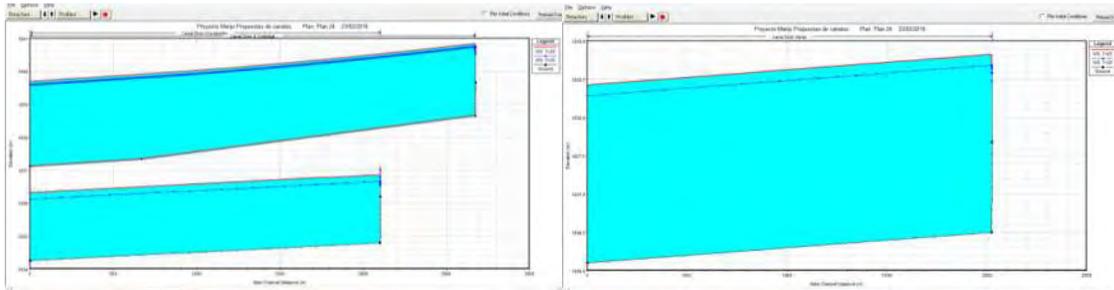


Figura 7.34- Perfil longitudinal de los drenes

Geometría rectificadora y drenes con gasto de diseño y gasto base						
Tramo	Estación	Q (m ³ /s)	Elevación plantilla (m)	Elevación tirante (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)
Canal	117	19.2	1842.55	1843.69	1.14	2.56
Canal	116	19.2	1841.53	1842.99	1.46	1.96
Canal	115	19.2	1840.47	1842.31	1.84	1.17
Canal	114	19.2	1840.1	1842.14	2.04	0.94
Canal	113	19.2	1839.72	1842.1	2.38	0.66
Canal	112	19.2	1839.66	1841.13	1.47	3.5
Canal1	111.5	11.44	1839.66	1841.39	1.73	1.71
Canal1	111	11.44	1839.56	1840.84	1.28	1.93
Canal1	110	11.44	1839.15	1840.29	1.14	1.17
Canal1	109	11.44	1838.17	1840.2	2.03	0.62
Canal1	108	11.44	1838.12	1840.06	1.94	0.99
Canal1	107.5	11.44	1837.68	1839.65	1.97	1.16
Canal1	107.1	5.54	1837.68	1839.68	2	0.63
Canal1	107			Puente		
Canal1	106	5.54	1837.68	1839.09	1.41	0.92
Canal1	105	5.54	1837.51	1838.69	1.18	1.02
Canal1	104	5.54	1837.08	1838.57	1.49	0.78
Canal1	103.5	5.54	1836.99	1838.4	1.41	0.74
Canal1	103.1	5.54	1836.45	1838.04	1.59	0.73
Canal1	103			Puente		
Canal1	102	5.54	1836.45	1837.98	1.53	0.76
Canal1	101	5.54	1836.38	1837.91	1.53	0.76
Dren San Cristóbal	203.5	5.54	1836.19	1837.58	1.39	0.85
Dren San Cristóbal	203	7.76	1839.66	1840.81	1.15	3.37
Dren San Cristóbal	202	7.76	1838.66	1840.84	2.18	0.87
Dren San Cristóbal	201	7.76	1837.34	1839.91	2.57	0.71
Dren Marijo	303	7.76	1837.12	1839.69	2.57	0.71
Dren Marijo	302	5.89	1837.68	1838.64	0.96	3.08
Dren Marijo	301	5.89	1836.5	1838.83	2.33	0.54
Dren Chucándiro	403	5.89	1836.1	1838.43	2.33	0.54
Dren Chucándiro	402	5.54	1836.19	1837.11	0.92	3.02
Dren Chucándiro	401	5.54	1834.79	1836.86	2.07	0.59

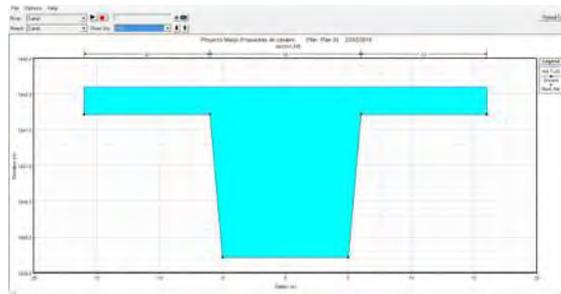


Figura 7.35- Sección 113

En algunas secciones (Figura 7.35) aún hay pequeños desbordamientos y los puentes aun no son suficientemente amplios. Por lo que se propone hacer bordos de contención en los hombros del canal para aumentar su altura y con esto garantizar la seguridad del canal.

7.6.5. Volumen de excavación

Para construir los bordos de contención se utilizara el volumen de tierra extraído de la excavación, el cual es el área de la sección transversal inicial menos el área de la sección transversa rectificadora por la longitud del canal. En la Tabla 7.24 y Tabla 7.25 se muestra el volumen de excavación del canal y los drenes respectivamente.

Tabla 7.24- Volumen de excavación del canal

Canal			
Sección	Longitud (m)	Área transversal	Volumen excavado
117	0	0	10999.7665
116	0	0	
115	0	0	
114	187.48	5	
113	0	0	
112	178.92	10.25	
111	241.86	1.75	
110	215.44	3.75	
109	296.39	3.75	
108	524.99	5.25	
107	515.76	4.75	
106	153.69	3.25	
105	324.47	1.75	
104	719.22	1.75	
103	131.41	1.75	
102	531.79	1.75	
101	0	1.75	
	4021.42	2.73529412	

Tabla 7.25- Volumen de excavación de los drenes

Dren San Cristóbal				Dren Marijo			
Sección	Longitud (m)	Área transversal	Volumen excavado	Sección	Longitud (m)	Área transversal	Volumen excavado
203.5	10	2.8	18494.6594	303	10	4	22961.9
203	2006.65	8.25		302	2016.05	15	
202	668.6	8.25		301	0	15	
201	0	8.25					
	2685.25	6.8875			2026.05	11.3333333	

Dren Chucándiro			
Sección	Longitud (m)	Área transversal	Volumen excavado
403	10	4	23852.2467
402	2094.61	15	
401	0	15	
	2104.61	11.3333333	

7.6.6. Bordos de contención

La sección transversal de los bordos es de una base de 4 metros y una corona de 2 metros con la idea de que pasen pequeños vehículos, según estas dimensiones y el volumen de excavación se obtuvo la altura de dichos bordos, la cual se presenta en la Tabla 7.26.

Tabla 7.26- Altura de los bordos según su geometría

Dimensiones del bordo del canal		Dimensiones del bordo del dren San Cristóbal		Dimensiones del bordo del dren Marijo		Dimensiones del bordo del dren Chucándiro	
b	2	b	2	b	2	b	2
B	4	B	4	B	4	B	4
A	1.36764706	A	3.44375	A	5.66666667	A	5.66666667
h	0.45588235	h	1.14791667	h	1.88888889	h	1.88888889
z	2.19354839	z	0.87114338	z	0.52941176	z	0.52941176

Tabla 7.27- Secciones transversales con bordos

nombre	116	nombre	112	nombre	108	nombre	104
x	elevacion	x	elevacion	x	elevacion	x	elevacion
-14	1843.53	-14	1841.66	-13.5	1840.12	-13	1838.99
-8	1843.53	-8	1841.66	-7.5	1840.12	-7	1838.99
-7	1843.98588	-7	1842.11588	-6.5	1840.57588	-6	1839.44588
-5	1843.98588	-5	1842.11588	-4.5	1840.57588	-4	1839.44588
-4	1843.53	-4	1841.66	-3.5	1840.12	-3	1838.99
-3	1841.53	-3	1839.66	-2.5	1838.12	-2	1836.99
3	1841.53	3	1839.66	2.5	1838.12	2	1836.99
4	1843.53	4	1841.66	3.5	1840.12	3	1838.99
5	1843.98588	5	1842.11588	4.5	1840.57588	4	1839.44588
7	1843.98588	7	1842.11588	6.5	1840.57588	6	1839.44588
8	1843.53	8	1841.66	7.5	1840.12	7	1838.99
14	1843.53	14	1841.66	13.5	1840.12	13	1838.99
nombre	115	nombre	111	nombre	107	nombre	103
x	elevacion	x	elevacion	x	elevacion	x	elevacion
-15	1842.47	-13	1841.56	-13	1839.68	-13	1838.45
-9	1842.47	-7	1841.56	-7	1839.68	-7	1838.45
-8	1842.92588	-6	1842.01588	-6	1840.13588	-6	1838.90588
-6	1842.92588	-4	1842.01588	-4	1840.13588	-4	1838.90588
-5	1842.47	-3	1841.56	-3	1839.68	-3	1838.45
-4	1840.47	-2	1839.56	-2	1837.68	-2	1836.45
4	1840.47	2	1839.56	2	1837.68	2	1836.45
5	1842.47	3	1841.56	3	1839.68	3	1838.45
6	1842.92588	4	1842.01588	4	1840.13588	4	1838.90588
8	1842.92588	6	1842.01588	6	1840.13588	6	1838.90588
9	1842.47	7	1841.56	7	1839.68	7	1838.45
15	1842.47	13	1841.56	13	1839.68	13	1838.45
nombre	114	nombre	110	nombre	106	nombre	102
x	elevacion	x	elevacion	x	elevacion	x	elevacion
-15.5	1842.1	-15	1841.15	-13	1839.51	-13	1838.38
-9.5	1842.1	-9	1841.15	-7	1839.51	-7	1838.38
-8.5	1842.55588	-8	1841.60588	-6	1839.96588	-6	1838.83588
-6.5	1842.55588	-6	1841.60588	-4	1839.96588	-4	1838.83588
-5.5	1842.1	-5	1841.15	-3	1839.51	-3	1838.38
-4.5	1840.1	-4	1839.15	-2	1837.51	-2	1836.38
4.5	1840.1	4	1839.15	2	1837.51	2	1836.38
5.5	1842.1	5	1841.15	3	1839.51	3	1838.38
6.5	1842.55588	6	1841.60588	4	1839.96588	4	1838.83588
8.5	1842.55588	8	1841.60588	6	1839.96588	6	1838.83588
9.5	1842.1	9	1841.15	7	1839.51	7	1838.38
15.5	1842.1	15	1841.15	13	1839.51	13	1838.38
nombre	113	nombre	109	nombre	105	nombre	101
x	elevacion	x	elevacion	x	elevacion	x	elevacion
-16	1841.72	-15	1840.17	-13	1839.08	-13	1838.19
-10	1841.72	-9	1840.17	-7	1839.08	-7	1838.19
-9	1842.17588	-8	1840.62588	-6	1839.53588	-6	1838.64588
-7	1842.17588	-6	1840.62588	-4	1839.53588	-4	1838.64588
-6	1841.72	-5	1840.17	-3	1839.08	-3	1838.19
-5	1839.72	-4	1838.17	-2	1837.08	-2	1836.19
5	1839.72	4	1838.17	2	1837.08	2	1836.19
6	1841.72	5	1840.17	3	1839.08	3	1838.19
7	1842.17588	6	1840.62588	4	1839.53588	4	1838.64588
9	1842.17588	8	1840.62588	6	1839.53588	6	1838.64588
10	1841.72	9	1840.17	7	1839.08	7	1838.19
16	1841.72	15	1840.17	13	1839.08	13	1838.19

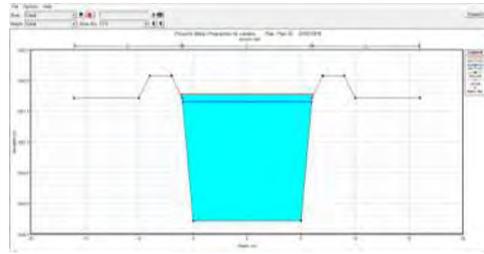


Figura 7.36- Sección 113 con bordos

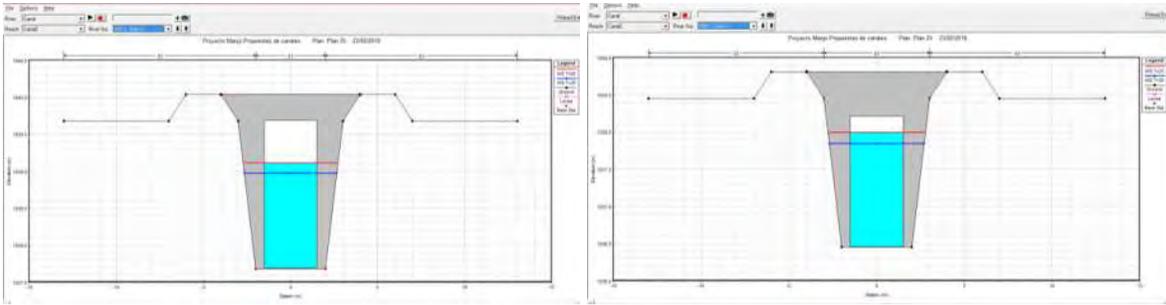


Figura 7.37- Puentes 107.1 y 103.1 con bordos

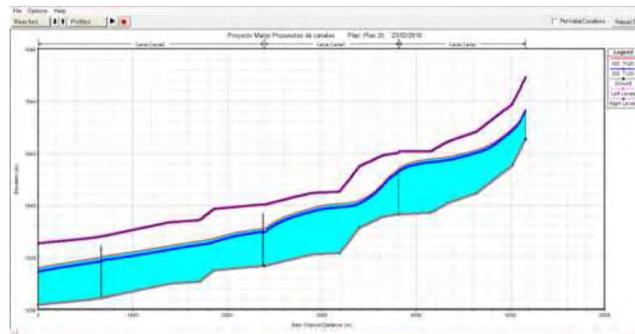


Figura 7.38- Perfil longitudinal del canal con bordos

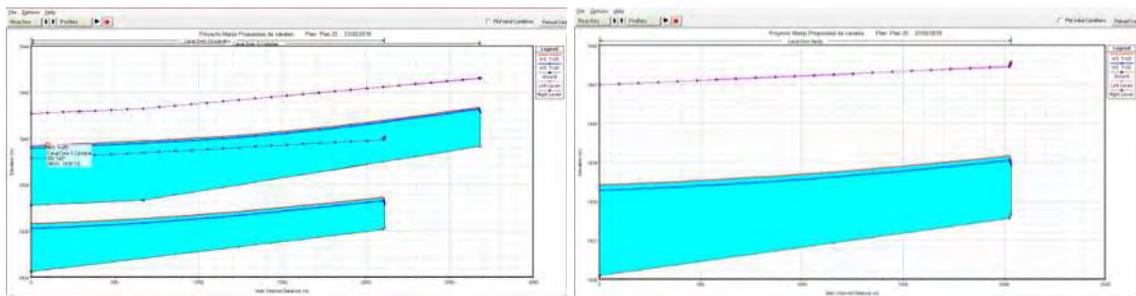


Figura 7.39- Perfil longitudinal de drenes con bordos

Se puede observar que el tirante de agua ya no sobrepasa la altura de la sección y se deja un bordo libre considerable, además de que la velocidad máxima está dentro de los límites permisibles que marca la Tabla 7.17.

Tabla 7.28- Rectificación del canal y drenes con bordo con gasto pico más base de las presas

Rectificación del canal y drenes con bordo con gasto pico más base de las presas									
Tramo	Estación	Q (m ³ /s)	Elevación plantilla (m)	Elevación tirante (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Cota de la corona del bordo (m)	Velocidad máxima permisible (m/s)	Bordo libre (m)
Canal	117	19.2	1842.55	1843.69	1.14	2.57	1845.002147	3.675	1.31214735
Canal	116	19.2	1841.53	1842.96	1.43	2	1843.965882	3.675	1.02588235
Canal	115	19.2	1840.47	1842.13	1.66	1.31	1842.925882	3.675	0.79588235
Canal	114	19.2	1840.1	1841.86	1.76	1.11	1842.555882	3.675	0.69588235
Canal	113	19.2	1839.72	1841.78	2.06	0.85	1842.175882	3.675	0.39588235
Canal	112	19.2	1839.66	1841.44	1.78	1.57	1842.115882	3.675	0.67588235
Canal1	111.5	11.44	1839.66	1841.39	1.73	1.71	1842.015882	3.675	0.62588235
Canal1	111	11.44	1839.56	1840.83	1.27	1.99	1842.015882	3.675	1.18588235
Canal1	110	11.44	1839.15	1840.19	1.04	1.29	1841.605882	3.675	1.41588235
Canal1	109	11.44	1838.17	1840.07	1.9	0.67	1840.625882	3.675	0.55588235
Canal1	108	11.44	1838.12	1839.88	1.76	1.1	1840.575882	3.675	0.69588235
Canal1	107.5	11.44	1837.68	1839.11	1.43	1.7	1840.135882	3.675	1.02588235
Canal1	107.1	5.54	1837.68	1839.16	1.48	0.88	1840.135882	3.675	0.97588235
Canal1	107								
Puente									
Canal1	106	5.54	1837.68	1839.11	1.43	0.91	1839.965882	3.675	0.85588235
Canal1	105	5.54	1837.51	1838.73	1.22	0.98	1839.535882	3.675	0.80588235
Canal1	104	5.54	1837.08	1838.63	1.55	0.75	1839.445882	3.675	0.81588235
Canal1	103.5	5.54	1836.99	1838.44	1.45	0.81	1838.905882	3.675	0.46588235
Canal1	103.1	5.54	1836.45	1838.04	1.59	0.73	1838.905882	3.675	0.86588235
Canal1	103								
Puente									
Canal1	102	5.54	1836.45	1837.99	1.54	0.75	1838.835882	3.675	0.84588235
Canal1	101	5.54	1836.38	1837.92	1.54	0.75	1838.645882	3.675	0.72588235
Dren San Cristóbal	203.5	5.54	1836.19	1837.61	1.42	0.83	1842.483214	3.675	4.87321429
Dren San Cristóbal	203	7.76	1839.66	1841.19	1.53	2.55	1842.483214	3.675	1.29321429
Dren San Cristóbal	202	7.76	1839.66	1841.36	1.7	1.07	1841.163214	3.675	1.16321429
Dren San Cristóbal	201	7.76	1837.34	1839.91	2.57	0.71	1840.943214	3.675	1.03321429
Dren Marijo	303	7.76	1837.12	1839.69	2.57	0.71	1840.939259	3.675	1.24925926
Dren Marijo	302	5.89	1837.68	1839.03	1.35	2.18	1840.829259	3.675	1.79925926
Dren Marijo	301	5.89	1837.57	1839.17	1.6	0.78	1840.359259	3.675	1.18925926
Dren Chucándiro	403	5.89	1836.1	1838.43	2.33	0.54	1839.449259	3.675	1.01925926
Dren Chucándiro	402	5.54	1836.19	1837.29	1.1	2.53	1839.329259	3.675	2.03925926
Dren Chucándiro	401	5.54	1836.07	1837.47	1.4	0.87	1838.509259	3.675	1.03925926

En un caso extremo en que solo funcionan 2 drenes se obtienen los siguientes datos:

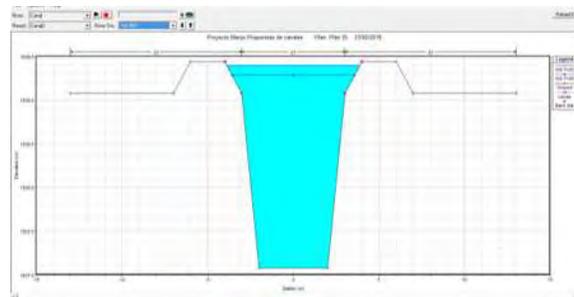


Figura 7.40- Sección 113 con bordos

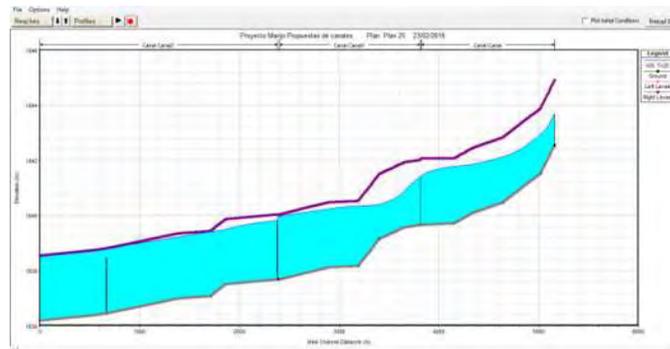


Figura 7.41- Perfil longitudinal con bordos del canal

Se observa que el canal se encuentra muy al límite, ya que el tirante es casi igual al alto del canal, por lo que es probable que ocurran desbordamientos.

7.6.7. Resultados

El canal y los drenes diseñados, junto con los bordos hechos con producto de la excavación, son capaces de conducir el gasto de diseño adecuadamente sin provocar desbordamiento, además de que se cumplen con las condiciones de diseño, como lo es que la velocidad no sea mayor a la máxima permisible y el bordo libre del agua sea mínimo de 1/3 del tirante.

Con lo que tomamos esta geometría como la adecuada para el proyecto.

En los Anexos se incluyen los planos en planta y secciones del canal y drenes.

7.6.8. Condiciones y recomendaciones

El diseño se hizo para mantener las 3 compuertas abiertas en temporada de lluvias, el gasto de diseño de un periodo de 25 años puede provocar algunos desbordamientos en algunas secciones del canal si una de las compuertas de los drenes se encuentra cerrada; las secciones que podría darse el caso de desbordamiento las llamaremos secciones críticas.

Pero para evitar problemas siempre hay que mantener abiertas las 3 compuertas en caso de que se requiera.

Otra recomendación es que el canal debe de mantenerse lo más limpio que se pueda ya que el modelo se hizo considerando secciones con poca hierba, si en un futuro se descuida demasiado el canal, el Manning se altera considerablemente y puede generar desbordamientos.

8. Diseño de compuertas

Una compuerta hidráulica es un dispositivo hidráulico-mecánico destinado a regular el pasaje de agua u otro fluido en una tubería, en un canal, presas, esclusas, obras de derivación u otra estructura hidráulica.

Las diferentes formas de las compuertas dependen de su aplicación, el tipo de compuerta a utilizar dependerá principalmente del tamaño y forma del orificio, de la cabeza estatica, del espacio disponible, del mecanismo de apertura y de las condiciones particulares de operación.

8.1. Tipos de compuerta

- Compuertas planas de rodillos
- Compuertas radiales
- Compuertas ataguías
- Compuertas planas deslizantes

8.2. Selección del tipo de compuerta a utilizar

Para seleccionar la compuerta a utilizar se deben conocer las condiciones del lugar para asegurarnos que la compuerta cumpla su función de trabajo adecuadamente.

En nuestro caso se decidió por una compuerta plana deslizante, ya que es la compuerta que ya existe en el sitio. (Amaya Cuevas, 2016)

8.3. Diseño de la compuerta

Se requerirán 3 compuertas planas deslizantes de 2x2 metros en la entrada de cada uno de los drenes.

Se presenta el detalle de las compuertas a utilizar:

El modelo estándar está fabricado en acero inoxidable, el cual le aporta una mayor resistencia a la corrosión resultando en una vida útil más larga y prácticamente sin necesidad de mantenimiento.

En la Tabla 8.1 se describen los accesorios que conforman la compuerta.

Tabla 8.1- Piezas que conforman la compuerta

ITEM	DESCRIPCIÓN	MATERIAL (estándar)
1	Bastidor	Acero inoxidable 304L o 316L (I. 4306 o I. 4404)
2	Tajadera	Acero inoxidable 304L o 316L (I. 4306 o I. 4404)
3	Deslizaderas	Poliétileno de alta densidad (HMWPE)
4	Guía lateral	Poliétileno de alta densidad (HMWPE)
5	Junta	EPDM
6	Llanta de junta	Acero inoxidable 304L o 316L (I. 4306 o I. 4404)
7	Junta inferior	EPDM
8	Llanta de junta inferior	Acero inoxidable 304L o 316L (I. 4306 o I. 4404)
9	Husillo	Acero inoxidable 303 (I. 4305), otras bajo consulta
10	Tuerca de husillo	Bronce
11	Puente	Acero inoxidable 304L o 316L (I. 4306 o I. 4404)
12	Escuadras	Acero inoxidable 304L o 316L (I. 4306 o I. 4404)
13	Volante	Hierro (HA*) / Aluminio (HNA*)
14	Coperuza	Acero al carbono / PVC transparente (sólo HA*)

8.4. Instalación

A) Embebida en concreto (EC) (Figura 8.1): el bastidor se centra y se nivela en la plantilla del canal. De forma opcional, la compuerta canal se puede suministrar con manguitos que facilitan la nivelación mediante el uso de tornillos.

Modelo: CC-EC



Figura 8.1- Embebido en concreto

B) Montaje mural (WM) (Figura 8.2): se instala mediante anclajes mecánicos y sellador elástico.

Modelo: CC-WM



Figura 8.2- Montaje mural

C) Montaje mural lateral (FM) (Figura 8.3): se instala mediante anclajes mecánicos. También es necesario el uso de concreto expansivo para rellenar todas las oquedades entre el muro y el bastidor.

Modelo: CC-FM

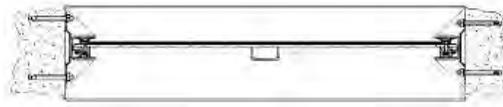


Figura 8.3- Montaje mural lateral

La resistencia mínima del concreto tiene que ser 200 kg/cm². La estructura de concreto debe ser lisa, plana y vertical. (Orbinox, 2015)

La forma de instalación para las 3 compuertas seleccionada fue la embebida en concreto ya que es la más práctica y se adapta perfectamente a las condiciones requeridas.

Las compuertas requerirán estructuras adicionales para una mejor operación de las compuertas, como por ejemplo un puente para maniobrar el volante y poder abrir y cerrar la compuerta fácilmente.

En Anexos se muestran los planos de detalles de las 3 compuertas.

8.5.Mantenimiento y uso

La compuerta canal de no requiere prácticamente ningún tipo de mantenimiento. El eje tiene que mantenerse debidamente engrasado y las juntas deben ser sustituidas en caso de estar dañadas.

La compuerta se cierra al girar el volante en sentido horario. Forzar el volante para cerrar la compuerta puede ocasionar daños al eje. La fuerza máxima aplicable en el volante es de 25kg.

9. Conclusiones

Una vez que se lleve a la realidad este proyecto las tierras de cultivo ya no se verán afectadas por las inundaciones, por lo que las familias que viven en esta zona tienen la posibilidad de aumentar sus ingresos y tener un mejor desarrollo económico y social, ya que ahora tienen la seguridad de invertir en producir productos que requieren un mayor capital de inversión pero que a su vez generan mayor ingreso una vez cosechando el producto.

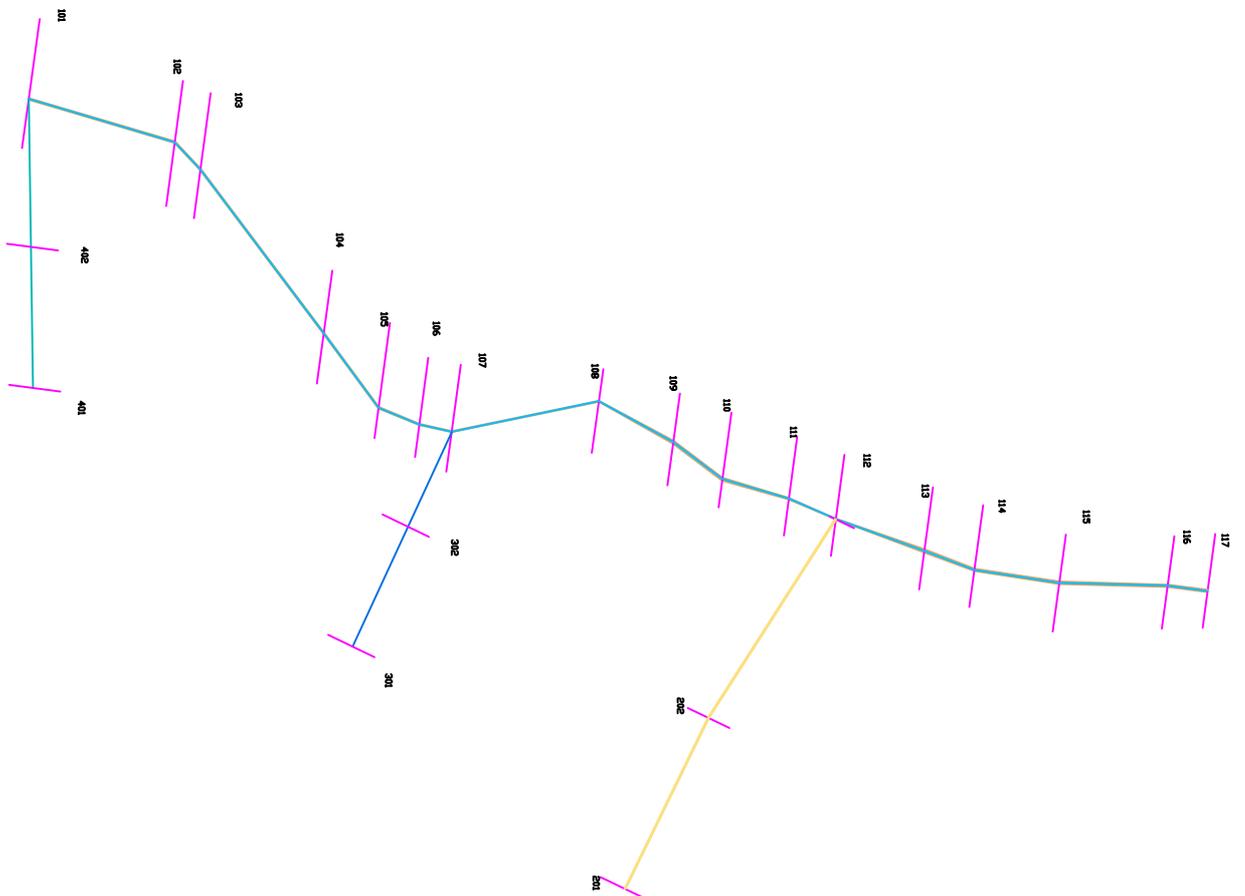
Además de pensar en otros proyectos a futuro como por ejemplo el clima de la zona podría ser adecuado para la producción de zarzamora que requiere de mucho trabajo, cuidado y una gran inversión, y si la fruta no se logra cosechar por cualquier razón, las pérdidas son grandes; teniendo las tierras seguras contra las inundaciones se puede invertir en la zarzamora y a la larga construir un empaque y poder exportar la fruta.

Este trabajo es la base para continuar y hacer realidad el proyecto, ya que falta mucho trabajo, como por ejemplo; el programa de obra, estimación de costos, impacto ambiental y todos los demás estudios necesarios para llevar la obra a cabo.

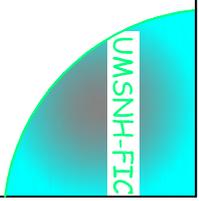
Solamente definimos las dimensiones adecuadas de las compuertas para que corra el gasto a través de estas sin ningún problema, aun faltarían los estudios que se requieren hacer a las compuertas para determinar si la compuerta resistirá o si trabaja eficientemente.

Cabe mencionar que al ser un trabajo de tesis no se contaba con el recurso y el tiempo adecuado para recopilar la información de una forma más detallada, con lo que queda un cierto margen de error en el trabajo realizado; de llevarse a cabo dicho proyecto debe considerarse tomar datos de campo de una forma más detallada y precisa, esto con el fin de minimizar los errores que se puedan generar y los resultados sean lo más parecido a la realidad posible.

10. Anexos



observaciones:



MACRO LOCALIZACION



MICRO LOCALIZACION



Plano: Planta de Canal y drenes

RESPONSABLES:
 FIRMA:
 DIBUJADO Daniel Federico Martinez Rubio
 LIBRADO:
 Drenes de control de
 overflow para la zona
 agricola del Lago
 de Cuttzeo

UBICACION:
 Localidad Mar'ijo
 Municipio Chucandiro Estado Michoacán

PROPIETARIO:
 Unión de ejidos del Lago de Cuttzeo

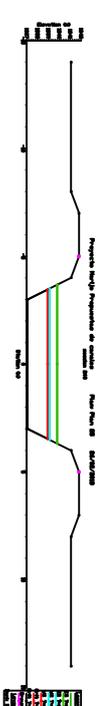
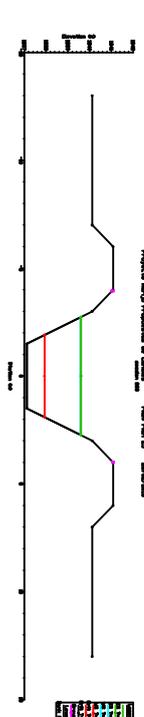
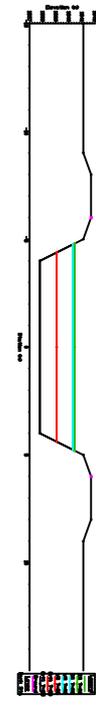
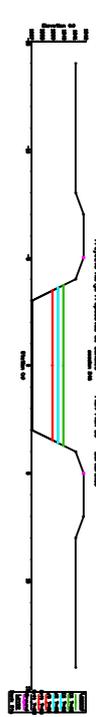
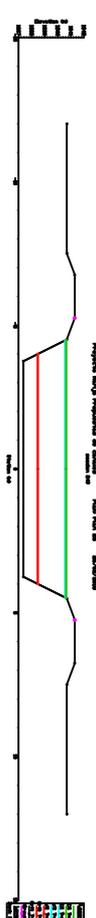
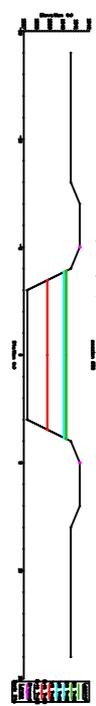
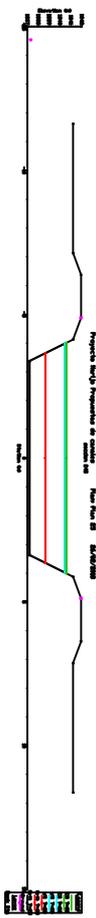
Universidad Michoacana de San
 Nicolás de Hidalgo



ESCALA: 1:25000



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Observaciones:



MACROLOCALIZACION



MICROLOCALIZACION



Plano: Secciones del canal y drenes

RESPONSABLES
 ENLACE
 MIBRID Daniel Federico Norther Ruiz
 Drenes de control de
 avenidas para la
 protección de la zona
 agrícola perteneciente al
 Lago de Culzezo

UBICACION:
 Localidad Morijo
 Municipio Chuacandiro Estado Michoacán

PROPIETARIO:
 Unión de ejidos del Lago de Culzezo

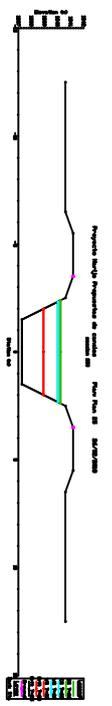
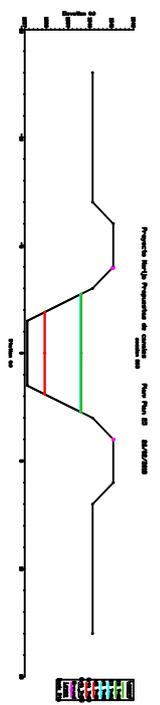
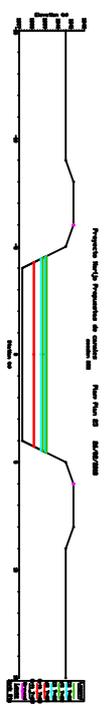
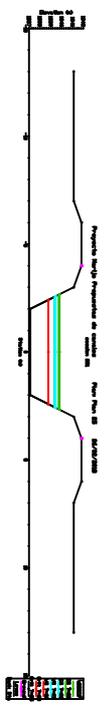
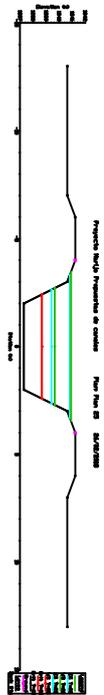
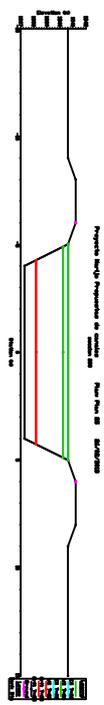
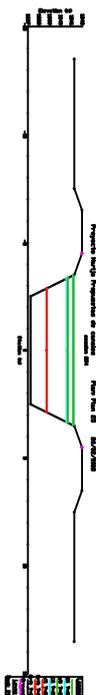
Universidad Michoacana de San
 Nicolás de Hidalgo



ESCALA: 1:200



FAULTAD DE INGENIERIA CIVIL



observaciones:

UWSNH-FIC

MACROLOCALIZACION



MICROLOCALIZACION



Plano Secciones del canal y drenes

RESPONSABLES:
 FINANCIADOR: **MUNICIPIO DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**
 EJECUTOR: **UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**
 DISEÑO: **UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**
 CONSTRUCCIÓN: **UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

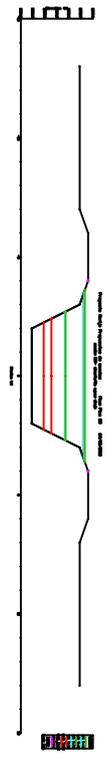
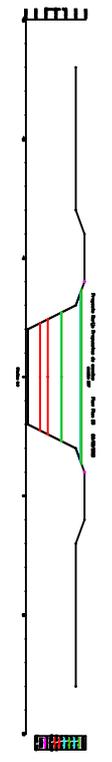
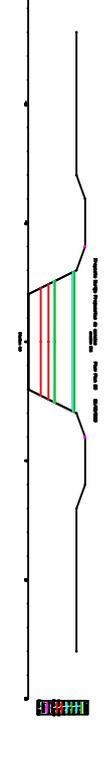
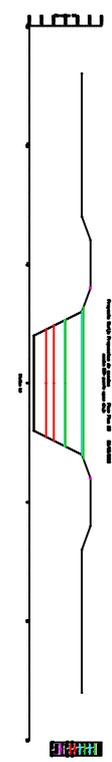
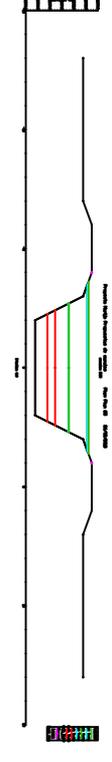
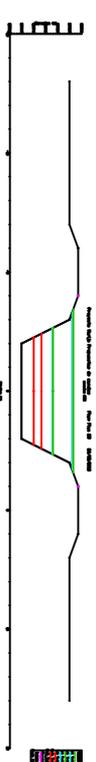
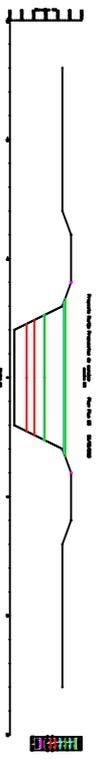
UBICACION:
 Localidad: **San Nicolás de Hidalgo**
 Municipio: **San Nicolás de Hidalgo**
 Estado: **Michoacán**

PROPIETARIO:
 Unión de ejidos del Lago de Cutzeo

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

ESCALA: 1:200

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



observaciones:

UMSNH-FIC

MACROLOCALIZACION



MICROLOCALIZACION



Plano Secciones del canal y drenes

RESPONSABLES:
 ESANO
 DIBUJÓ Daniel Federico Martínez Rabadó

Darse de control de
 averías para la
 protección de la zona
 agrícola, puente al
 Lago de Cutzco

UBICACION:
 Localidad Mar-Ío
 Municipio: Chucándiro Estado Michoacán

PROPIETARIO:

Unión de ejidos del Lago de Cutzco

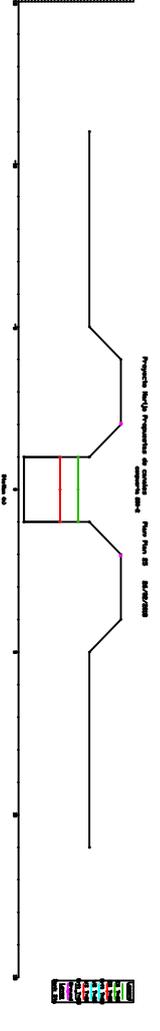
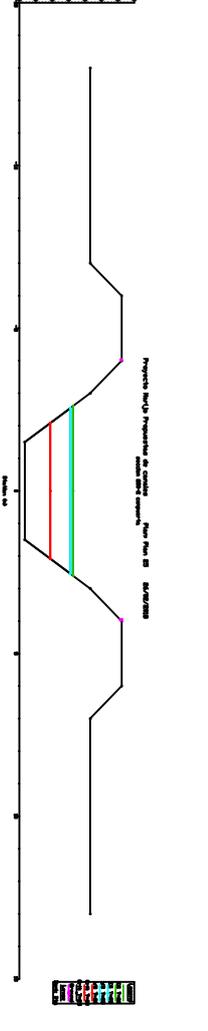
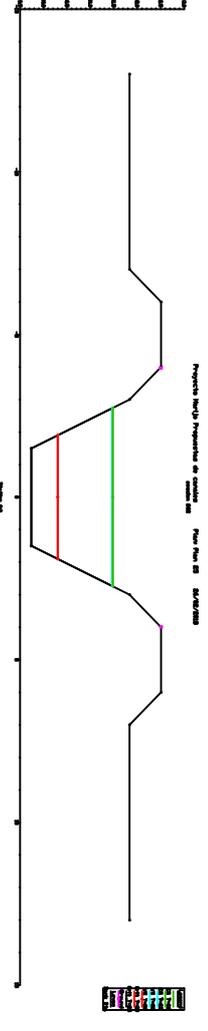
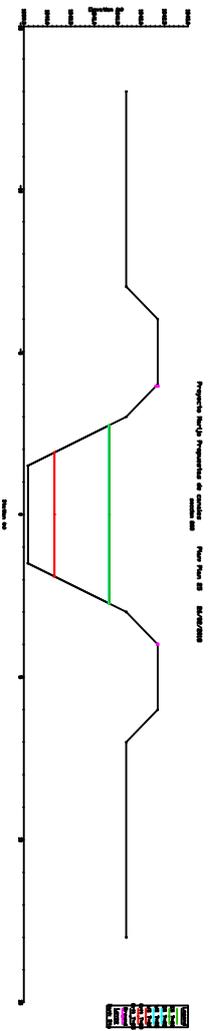
Universidad Michoacana de San
 Nicolás de Hidalgo



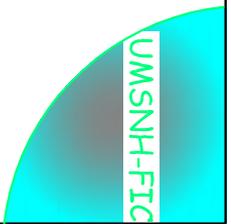
ESCALA: 1:200



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



observaciones:



MACROLOCALIZACION



MICROLOCALIZACION



Plano: Secciones del canal y drenes

RESPONSABLES:
 FIRMA:
 DIBUJÓ: Daniel Federico Martínez Rubio
 DIBUJÓ:

UBICACION:
 Localidad: Mar'ijo
 Municipio: Chucándiro Estado: Michoacán

PROPIETARIO:
 Unión de ejidos del Lago de Cultzeo

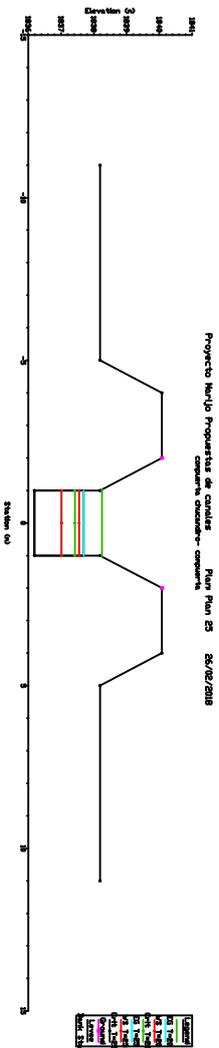
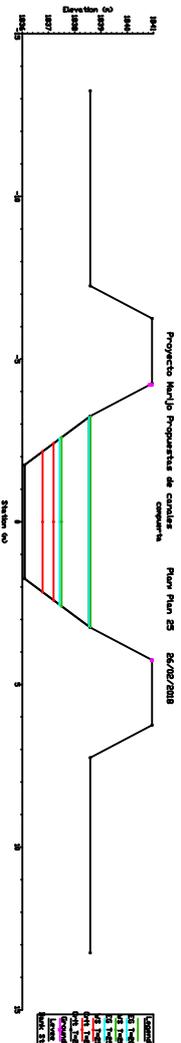
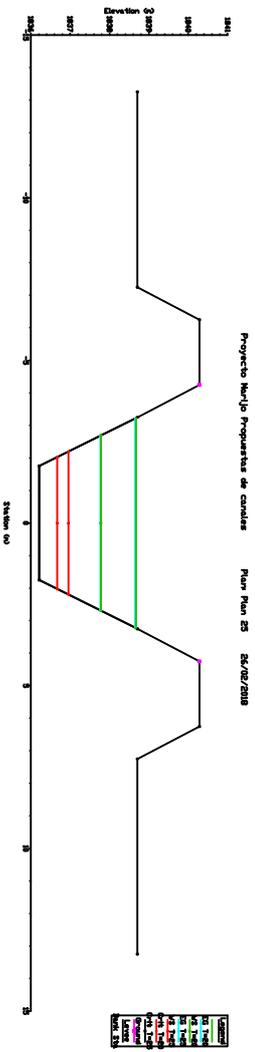
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



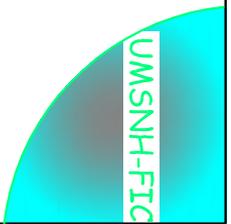
ESCALA: 1:200

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL





observaciones:



MACROLOCALIZACION



MICROLOCALIZACION



Plano: Secciones del canal y drenes

RESPONSABLES:

FIRMA: DIBUJÓ: Daniel Federico Martínez Rubio

Dipos de control de avenidas para la protección de la zona agrícola, poniente al Lago de Cuitzeo

UBICACION:

Localidad Mar-jo Municipio: Chucándiro Estado: Michoacán

PROPIETARIO:

Unión de ejidos del Lago de Cuitzeo

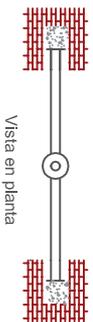
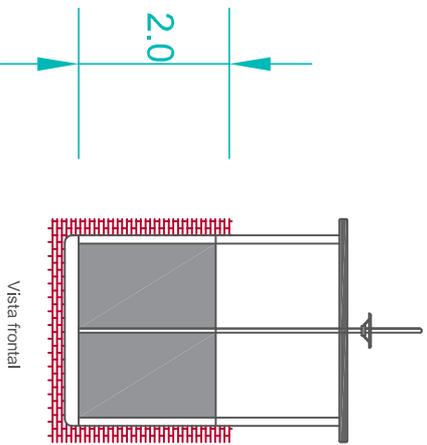
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



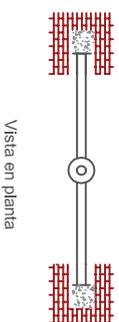
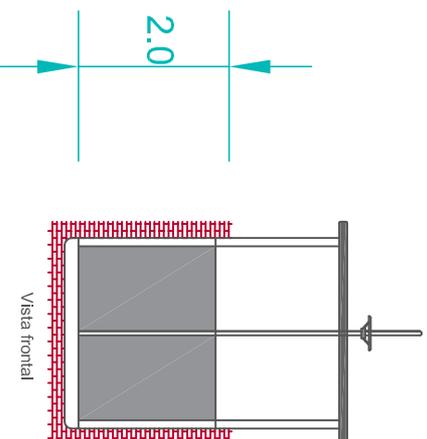
ESCALA: 1:200



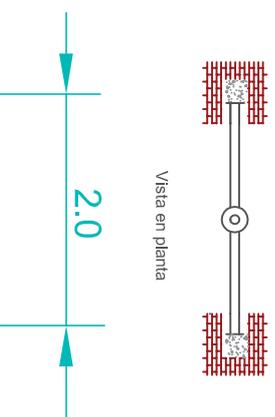
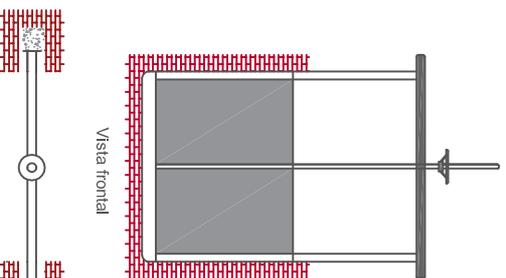
Compuerta San Cristóbal

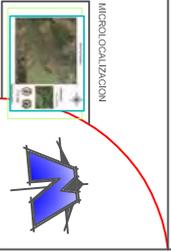
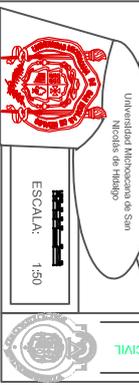


Compuerta Chucándiro



Compuerta Marjío



<p>observaciones:</p> 	
<p>MACRO LOCALIZACION</p> 	
<p>MICRO LOCALIZACION</p> 	
<p>Plano: Detalle de compuertas de drenajes</p>	
<p>RESPONSABLES:</p> <p>ESTUO: <u>DIBUJANTE: Daniel Valencia Velazquez</u></p> <p>REVISOR: <u>Dr. Carlos Alberto Velazquez</u></p>	<p>OTRO: <u>Objeto de control de flujo de agua en el sistema de drenaje de la laguna de Chucándiro</u></p>
<p>UBICACION:</p> <p>Municipio: Chucándiro ESTADO: Michoacán</p>	
<p>PROPIETARIO:</p> <p>Unión de ejidos del Lago de Culizapo</p> <p>Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo</p>	
<p>ESCALA: 1:50</p> 	

1) ANEXOS

a) Curva masa doble

Tabla 1. Curva masa doble de la estación 11010

Año	Est prin	Est sec	Acum esc prin	Acum esc sec
1963	806.8	861.7	806.8	861.7
1964	876	699.6	1682.8	1561.3
1965	1097.5	963.1	2780.3	2524.4
1966	949	670.8	3729.3	3195.2
1967	1197	1020.7	4926.3	4215.9
1969	721	527.8	5647.3	4743.7
1971	845	888.3	6492.3	5632
1972	1022	715.7	7514.3	6347.7
1973	958	1172.4	8472.3	7520.1
1975	890.6	625.9	9362.9	8146
1977	806.7	583.9	10169.6	8729.9
1978	1006	829	11175.6	9558.9
1979	591.3	643.8	11766.9	10202.7
1980	857.9	605.5	12624.8	10808.2
1981	901.4	732	13526.2	11540.2
1982	721.5	462.5	14247.7	12002.7
1984	943.6	724.6	15191.3	12727.3
1985	752	593.4	15943.3	13320.7
1987	778.4	412.7	16721.7	13733.4
1988	689.9	307.9	17411.6	14041.3
1992	973.4	782.5	18385	14823.8
1995	873.9	327.5	19258.9	15151.3
1996	697.1	696	19956	15847.3
1997	826.7	591.3	20782.7	16438.6
1998	985.3	491.6	21768	16930.2
2000	838.4	536	22606.4	17466.2

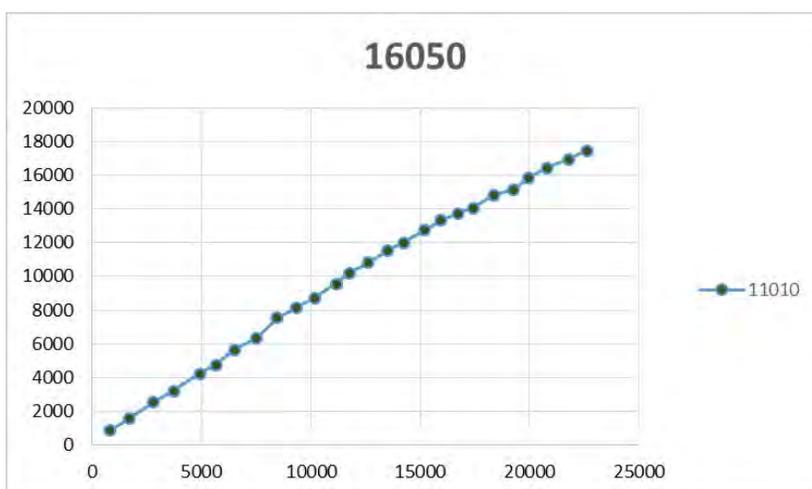


Figura 1. Coeficiente correlación

Tabla 4. Curva masa doble de la estación 11158

Año	Est prin.	Est sec.	Acum esc prin	Acum esc sec
1981	901.4	703.8	901.4	703.8
1982	721.5	698.7	1622.9	1402.5
1983	889.7	897.3	2512.6	2299.8
1984	943.6	1015	3456.2	3314.8
1985	752	695.7	4208.2	4010.5
1986	1064	894.1	5272.2	4904.6
1987	778.4	616.3	6050.6	5520.9
1988	689.9	781.5	6740.5	6302.4
1992	973.4	296.2	7713.9	6598.6
1994	722.1	507.8	8436	7106.4
1995	873.9	256.2	9309.9	7362.6
2000	838.4	198.1	10148.3	7560.7
2001	1011.5	460.7	11159.8	8021.4
2003	1151.3	748	12311.1	8769.4
2004	1163.3	573.3	13474.4	9342.7
2006	859	438.5	14333.4	9781.2

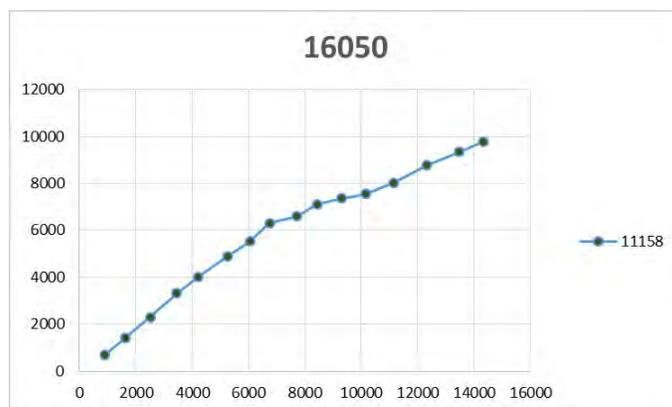


Figura 4. Coeficiente correlación 0.9820838 homogénea

Tabla 5. Curva masa doble de la estación 16234

Año	Est prin.	Est sec.	Acum esc prin	Acum esc sec
1984	943.6	898.1	943.6	898.1
1985	752	887.6	1695.6	1785.7
1986	1064	1069	2759.6	2854.7
1987	778.4	741	3538	3595.7
1988	689.9	809.8	4227.9	4405.5
1993	906.5	425.4	5134.4	4830.9
1994	722.1	519.7	5856.5	5350.6
1995	873.9	797.3	6730.4	6147.9
1996	697.1	758.7	7427.5	6906.6
1997	826.7	744.3	8254.2	7650.9
1998	985.3	894.3	9239.5	8545.2
1999	740.7	706.7	9980.2	9251.9
2000	838.4	936.5	10818.6	10188.4
2001	1011.5	969.5	11830.1	11157.9
2002	1056.9	974.4	12887	12132.3
2003	1151.3	887	14038.3	13019.3
2004	1163.3	954.6	15201.6	13973.9
2005	812.9	585.1	16014.5	14559

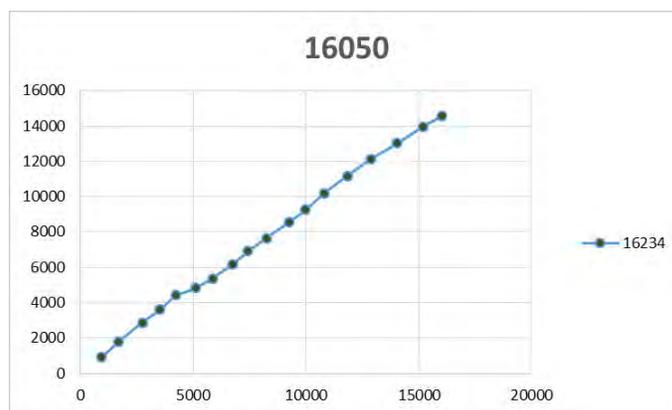


Figura 5. Coeficiente correlación 0.9992993 homogénea

Tabla 6. Curva masa doble de la estación 16016

Año	Est prin.	Est sec.	Acum esc prin	Acum esc sec
1969	721	560	721	560
1970	733	736.6	1454	1296.6
1971	845	672.9	2299	1969.5
1972	1022	753.3	3321	2722.8
1973	958	608.5	4279	3331.3
1975	890.6	810.3	5169.6	4141.6
1977	806.7	720.6	5976.3	4862.2
1978	1006	484.1	6982.3	5346.3
1979	591.3	752.2	7573.6	6098.5
1980	857.9	640	8431.5	6738.5
1981	901.4	440.9	9332.9	7179.4
1982	721.5	772.8	10054.4	7952.2
1983	889.7	725.1	10944.1	8677.3
1984	943.6	777.8	11887.7	9455.1
1985	752	586.1	12639.7	10041.2
1986	1064	525	13703.7	10566.2
1987	778.4	660.8	14482.1	11227
1988	689.9	613.6	15172	11840.6
1992	973.4	742.9	16145.4	12583.5
1993	906.5	687.5	17051.9	13271
1994	722.1	639.5	17774	13910.5
1995	873.9	481.4	18647.9	14391.9
1996	697.1	619.5	19345	15011.4
1997	826.7	915.8	20171.7	15927.2
1998	985.3	632	21157	16559.2
1999	740.7	552.7	21897.7	17111.9
2000	838.4	862.2	22736.1	17974.1
2001	1011.5	615.9	23747.6	18590
2002	1056.9	830.1	24804.5	19420.1
2003	1151.3	970.6	25955.8	20390.7
2004	1163.3	570.1	27119.1	20960.8
2005	812.9	739.4	27932	21700.2

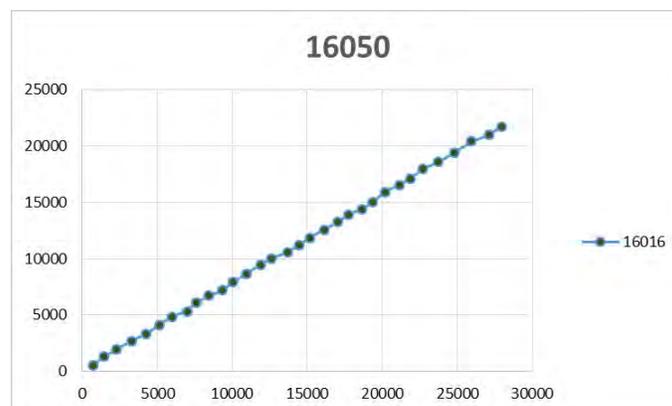


Figura 6. Coeficiente correlación 998292 homogénea

Tabla 7. Curva masa doble de la estación 16023

Año	Est prin.	Est sec.	Acum esc prin	Acum esc sec
1969	721	859.9	721	859.9
1970	733	821.4	1454	1681.3
1971	845	1054.2	2299	2735.5
1972	1022	947.5	3321	3683
1973	958	1037.6	4279	4720.6
1975	890.6	776.4	5169.6	5497
1977	806.7	719.8	5976.3	6216.8
1978	1006	918	6982.3	7134.8
1979	591.3	681.1	7573.6	7815.9
1984	943.6	760.4	8517.2	8576.3
1985	752	698.9	9269.2	9275.2
1986	1064	534	10333.2	9809.2

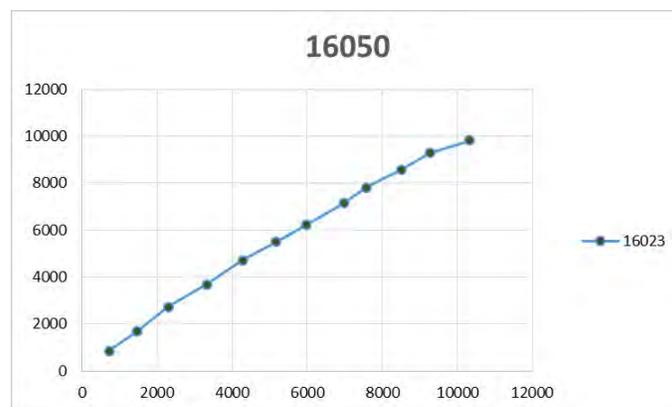


Figura 7. Coeficiente correlación 0.9978369 homogénea

Tabla 10. Curva masa doble de la estación

Año	Est prin.	Est sec.	Acum esc prin	Acum esc sec
1984	943.6	1216.4	943.6	1216.4
1985	752	866.1	1695.6	2082.5
1986	1064	822.6	2759.6	2905.1
1987	778.4	609.9	3538	3515
1988	689.9	658.2	4227.9	4173.2
1992	973.4	770.7	5201.3	4943.9
1993	906.5	667.1	6107.8	5611
1999	740.7	619.1	6848.5	6230.1
2001	1011.5	803	7860	7033.1
2002	1056.9	1269.2	8916.9	8302.3
2003	1151.3	885.9	10068.2	9188.2
2004	1163.3	1186.5	11231.5	10374.7
2006	859	1220.9	12090.5	11595.6

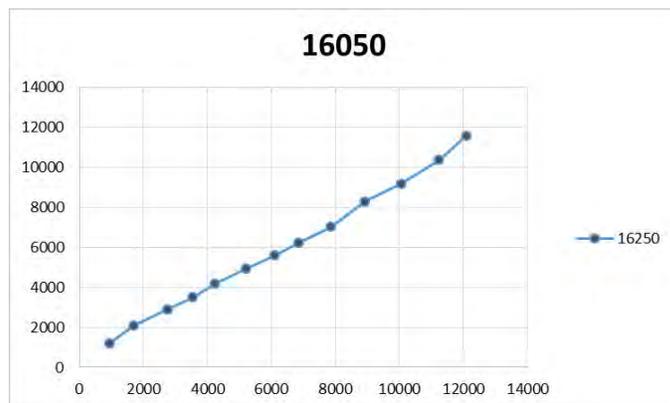


Figura 10. Coeficiente correlación 0.9980468 homogénea

Tabla 11. Curva masa doble de la estación 16513

Año	Est prin.	Est sec.	Acum esc prin	Acum esc sec
1984	943.6	783.4	943.6	783.4
1985	752	707.9	1695.6	1491.3
1986	1064	534	2759.6	2025.3
1992	973.4	1209.5	3733	3234.8
1993	906.5	803.5	4639.5	4038.3
1994	722.1	560.5	5361.6	4598.8
1995	873.9	574.5	6235.5	5173.3
1996	697.1	639.5	6932.6	5812.8
1997	826.7	487.8	7759.3	6300.6
1998	985.3	729.5	8744.6	7030.1
2000	838.4	619.2	9583	7649.3
2002	1056.9	881.2	10639.9	8530.5
2003	1151.3	838.4	11791.2	9368.9
2004	1163.3	819.7	12954.5	10188.6
2005	812.9	818	13767.4	11006.6
2006	859	934.5	14626.4	11941.1

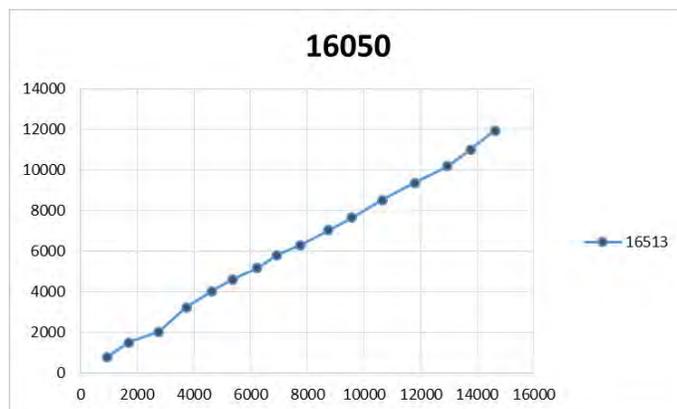
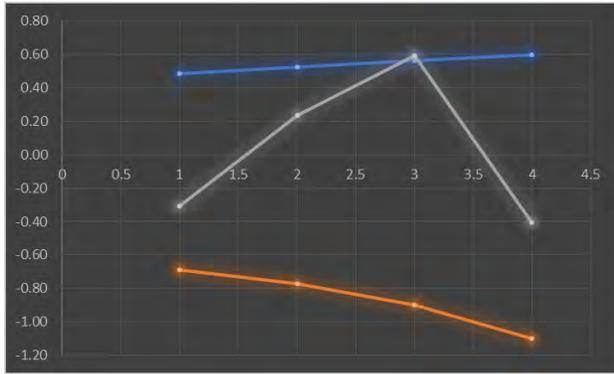
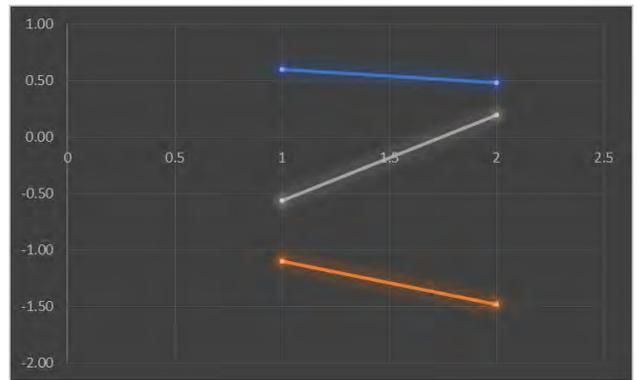


Figura 11. Coeficiente correlación 0.9989526 homogénea

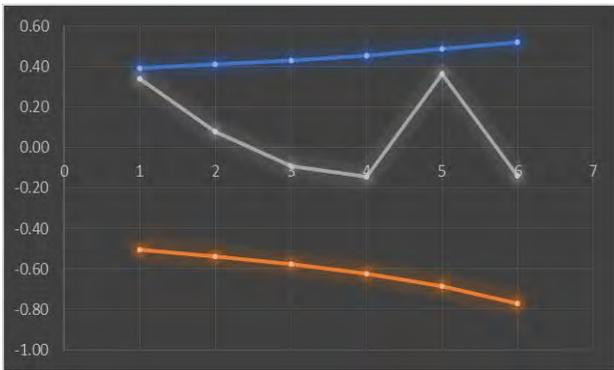
b) Límites de Anderson para cada estación



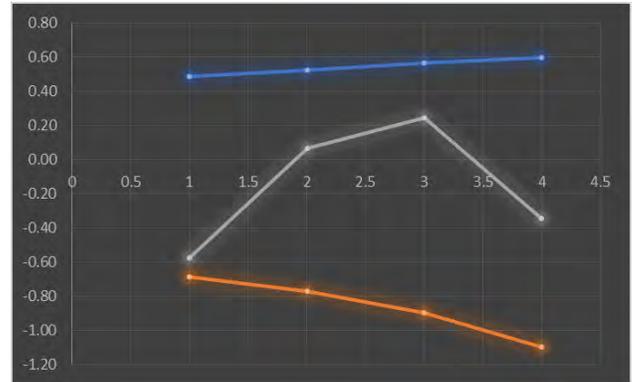
Grafica 2. Límites de Anderson estación 11010



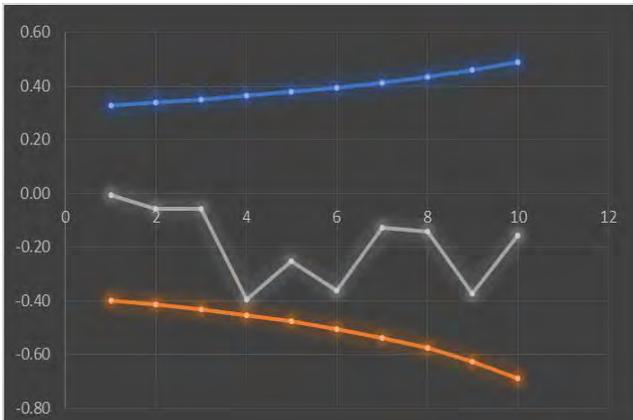
Grafica 1. Límites de Anderson estación 16104



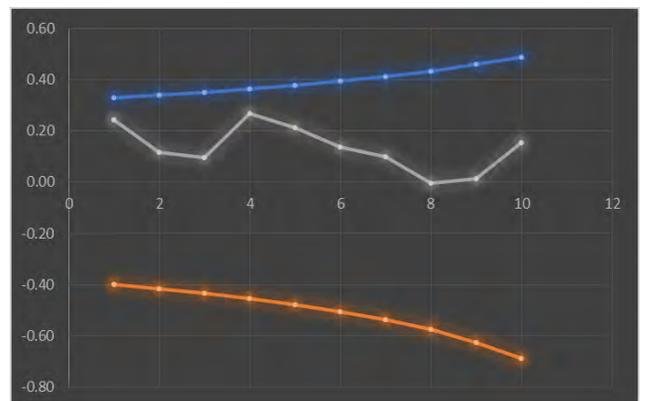
Grafica 3. Límites de Anderson estación 11047



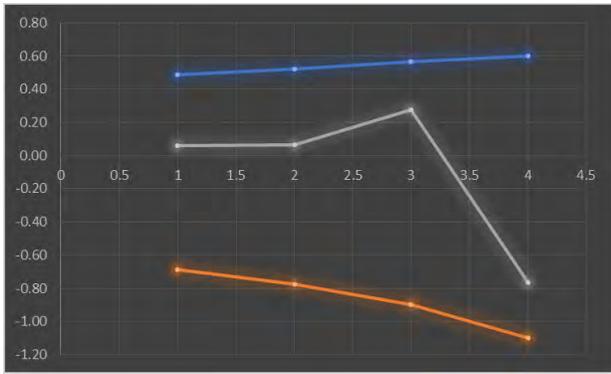
Grafica 4. Límites Anderson estación 11158



Grafica 6. Límites de Anderson estación 16016



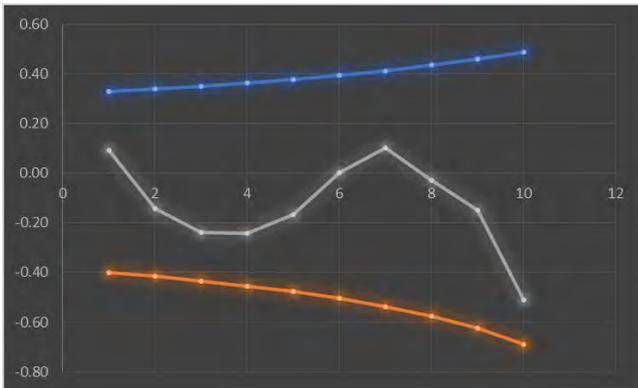
Grafica 5. Límites de Anderson estación 16027



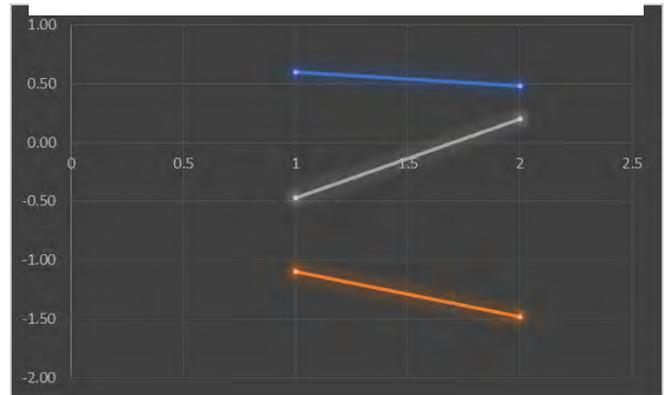
Grafica 8



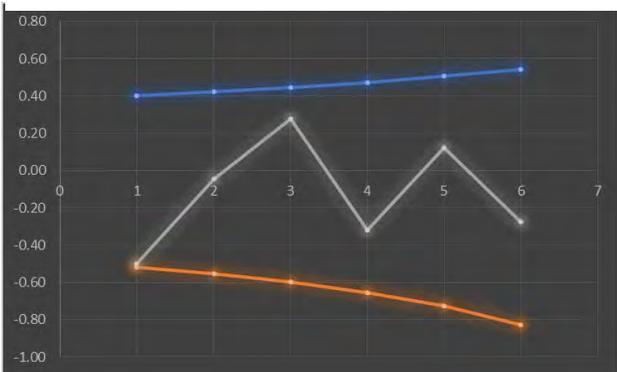
Grafica 7



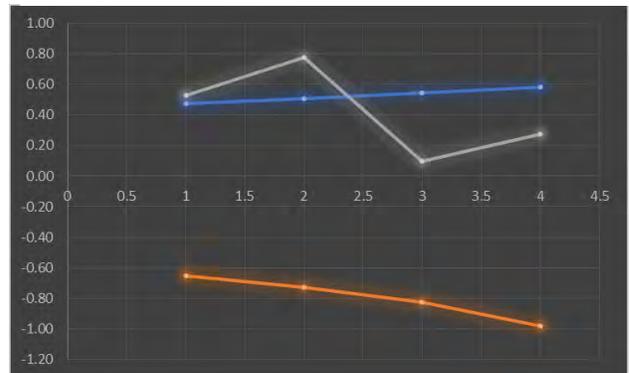
Grafica 14



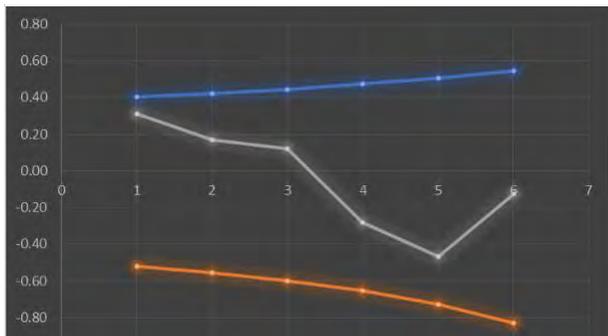
Grafica 13



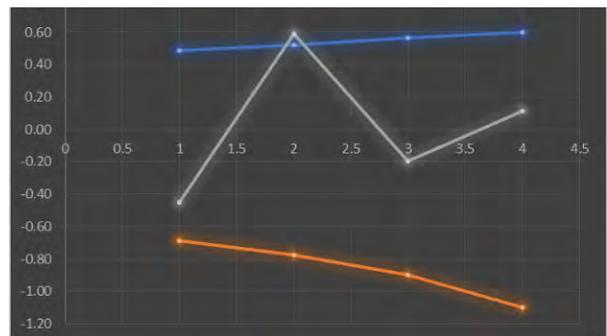
Grafica 12



Grafica 11



Grafica 9



Grafica 10

2) MICROCUENCA 2

a) K Y N

Tabla 13. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0.3	0.343127	0.143833242	0.04314997
0.26	1.432642	0.60054016	0.15614044
0.28	0.60982	0.255626598	0.07157545
	2.38558900000		0.27086586

Tabla 14. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
62	1.39920825	0.58652528	36.3645672
70	0.57975725	0.24302478	17.0117348
85	0.14628525	0.06132039	5.21223323
88	0.26033825	0.10912955	9.60340025
	2.3855890		68.1919355

b) Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Tabla 15. Polígonos de Thiesen e Isoyetas

thiessen				
	Area	P	%area	P*%A
1	1.617876488	875.88	0.678187396	594.010777
2	0.767712653	869.08	0.321812604	279.680898
	2.385589141			873.691674

Isoyetas				
	Area	P	%area	P*%A
1	1.03678874	830	0.4346049	360.722074
2	0.48816389	850	0.2046303	173.935781
	2.38558912			837.700254

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 16. Factor F y R

Función de Gumbel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	1.00974568	46.89051818
5	59.47816717		60.05782259
10	68.11192652		68.77572384
20	76.39363578		77.13814401
50	87.11345892		87.96243917
100	95.14645786		96.07372517
1000	121.6899959		122.8759481
10000	148.1867018		149.6308826

Función de Gumbel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	46.89051818	0.45180041	21.18515518
5	60.05782259		27.13414867
10	68.77572384		31.0729
20	77.13814401		34.85104484
50	87.96243917		39.74146579
100	96.07372517		43.40614811
1000	122.8759481		55.51540335
10000	149.6308826		67.60329361

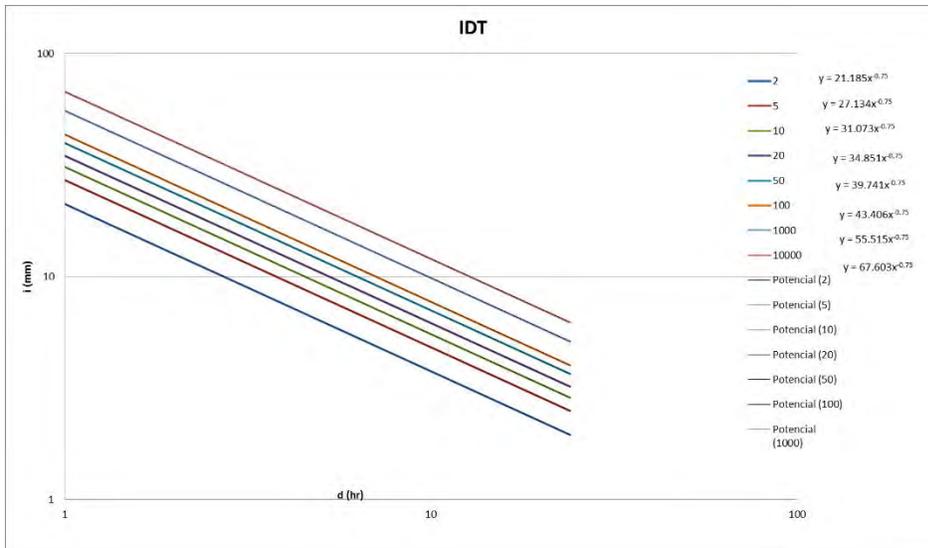


Figura 13. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tabla 17. Pendiente

Tylor y Schwarz	
S=	0.097102252
Pendiente media	
S=	0.136408253

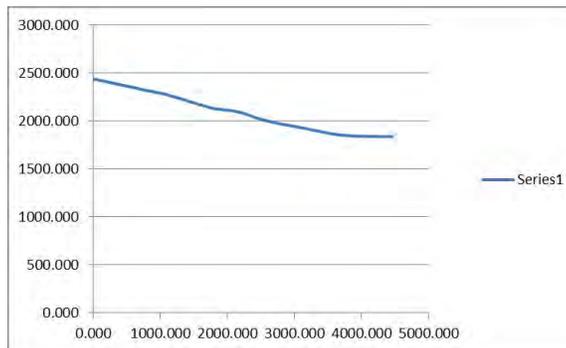


Figura 14. Perfil del cauce principal

e) Lluvia de diseño

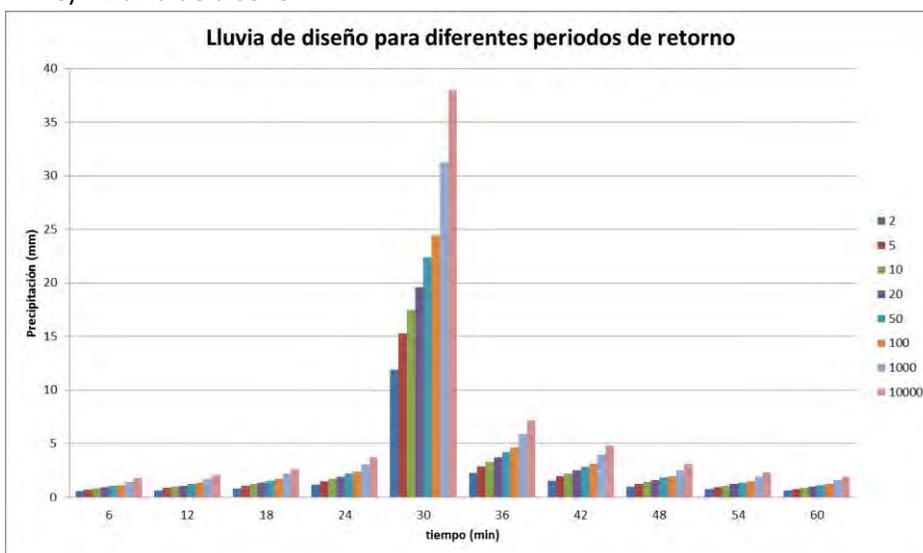


Figura 15. Lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno

3) MICROCUENCA 3

a) K y N

Tabla 18. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0.3	0.493243519	0.478521804	0.14355654
0.26	0.535070335	0.519100225	0.13496606
0.28	0.002451129	0.002377971	0.00066583
	1.03076498301		0.27918843

Tabla 19. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
62	0.535070335	0.51999527	32.2397066
70	0.002451129	0.00238207	0.16674496
85	0.11718181	0.11388033	9.67982809
88	0.374287505	0.36374233	32.0093252
	1.02899077933		74.0956048

b) Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Tabla 20. Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Thiesen				
	Area	%area	P	P*%A
1	1	1	1	1
2		0		0
	1			1

Isoyetas				
	Area	%area	P	P*%A
1	0.20467051	0.19815855	820	162.49001
2	0.79085514	0.76569264	830	635.52489
3	0.03733675	0.03614881	840	30.365004
	1.03286241			828.3799

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 21. Factor F y R

Función de Gambel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	0.95737782	44.45866205
5	59.47816717		56.94307809
10	68.11192652		65.2088478
20	76.39363578		73.13757257
50	87.11345892		83.40049349
100	95.14645786		91.09110851
1000	121.6899959		116.5033031
10000	148.1867018		141.8706617

Función de Gambel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	44.45866205	0.45180065	20.08645253
5	56.94307809		25.72691985
10	65.2088478		29.4614
20	73.13757257		33.04360302
50	83.40049349		37.68039739
100	91.09110851		41.15502228
1000	116.5033031		52.63626839
10000	141.8706617		64.09725756

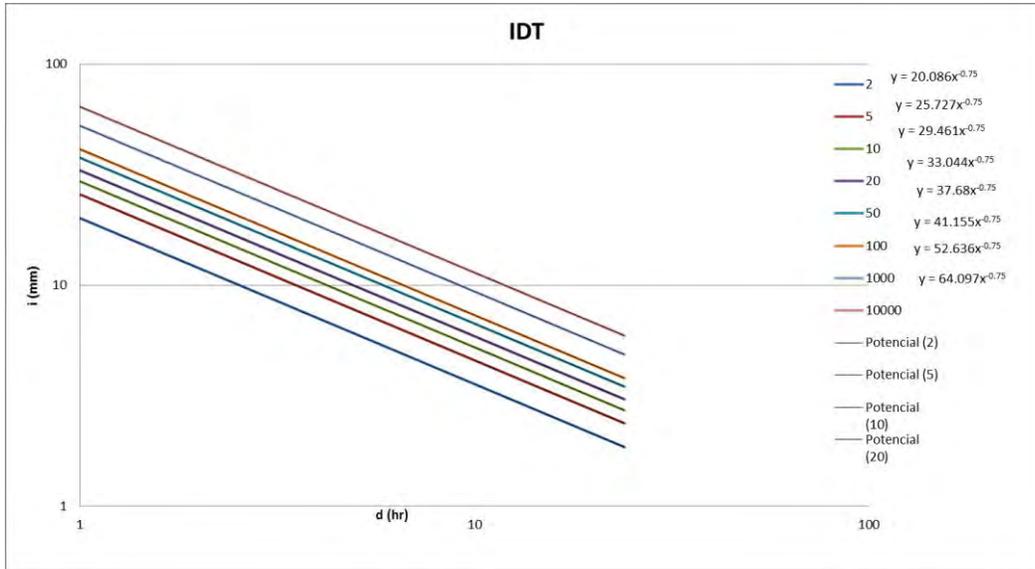


Figura 16. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tabla 22. Pendiente

Tylor y Schwarz	
S=	0.134937867
Pendiente media	
S=	0.127869422

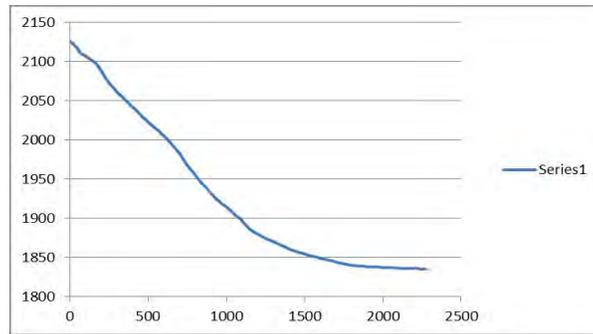


Figura 17. Perfil del cauce principal

e) Lluvia de diseño

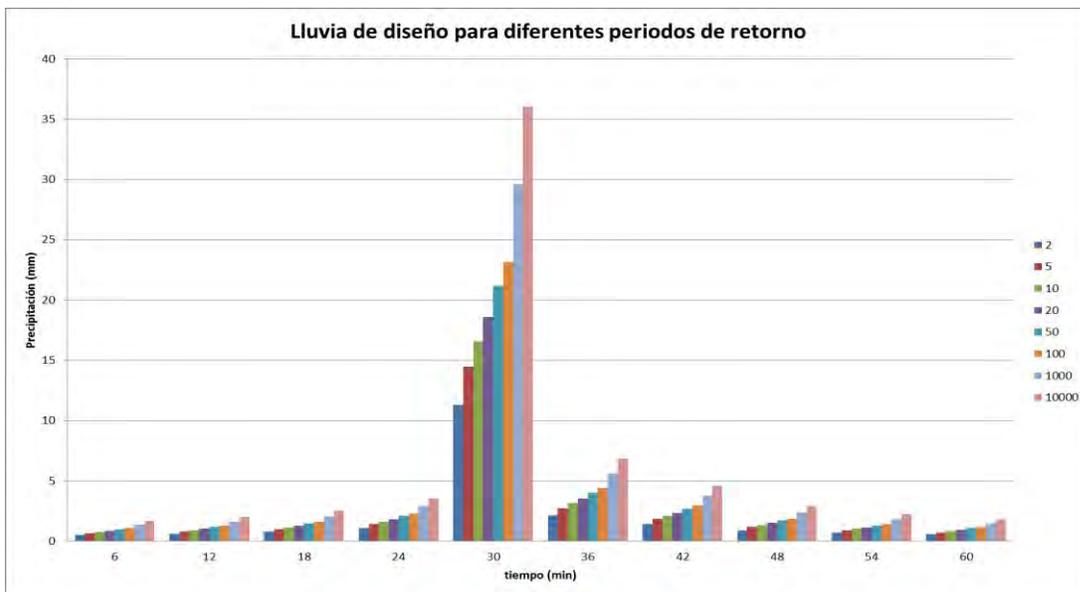


Figura 18. Lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno

4) MICROCUENCA 4

a) K y N

Tabla 23. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0.3	0.184070807	0.166224123	0.04986724
0.3	0.659709992	0.595747456	0.17872424
0.26	0.263584388	0.238028422	0.06188739
	1.10736518597		0.29047886

Tabla 24. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
62	0.263584388	0.23838303	14.7797479
85	5.69291E-06	5.1486E-06	0.00043763
86	0.184070807	0.16647176	14.3165713
88	0.658057026	0.59514006	52.3723253
	1.10571791254		81.4690822

b) Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Tabla 25. Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Thiesen				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.592528716	875.88	0.534556469	468.20732
2	0.123133341	869.08	0.111086134	96.5427371
3	0.392787191	771.77	0.354357397	273.482409
	1.108449249			838.232466

Isoyetas				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.18390202	810	0.16590931	134.386541
2	0.84667547	820	0.76383794	626.347115
3	0.07787159	830	0.07025274	58.3097782
	1.10844909			819.043434

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 26. Factor de F y R

Función de Gambel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	0.96876466	44.98744331
5	59.47816717		57.62034616
10	68.11192652		65.98442707
20	76.39363578		74.00745429
50	87.11345892		84.39244007
100	95.14645786		92.17452553
1000	121.6899959		117.888967
10000	148.1867018		143.5580392

Función de Gambel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	44.98744331	0.45180054	20.32535133
5	57.62034616		26.0329037
10	65.98442707		29.8118
20	74.00745429		33.43660806
50	84.39244007		38.12855027
100	92.17452553		41.64450071
1000	117.888967		53.26229935
10000	143.5580392		64.85960012

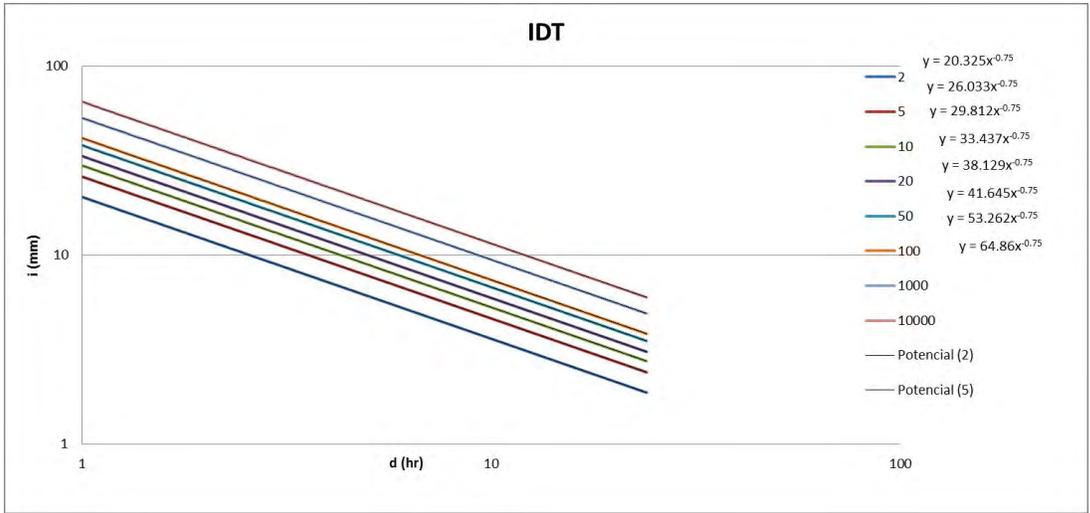


Figura 19. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tabla 27. Pendiente

Tylor y Schwarz	
S=	6.28523E-05
Pendiente media	
S=	0.098126606

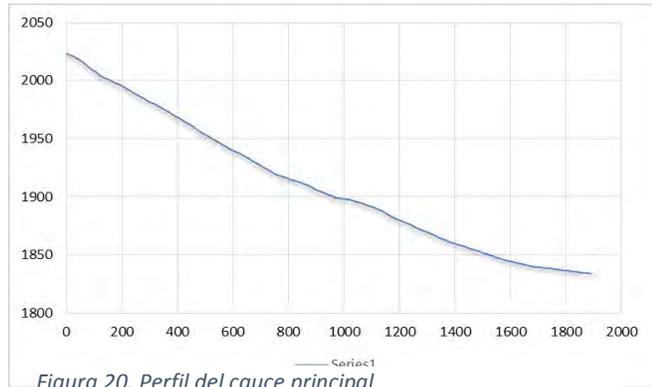


Figura 20. Perfil del cauce principal

e) Lluvia de Diseño

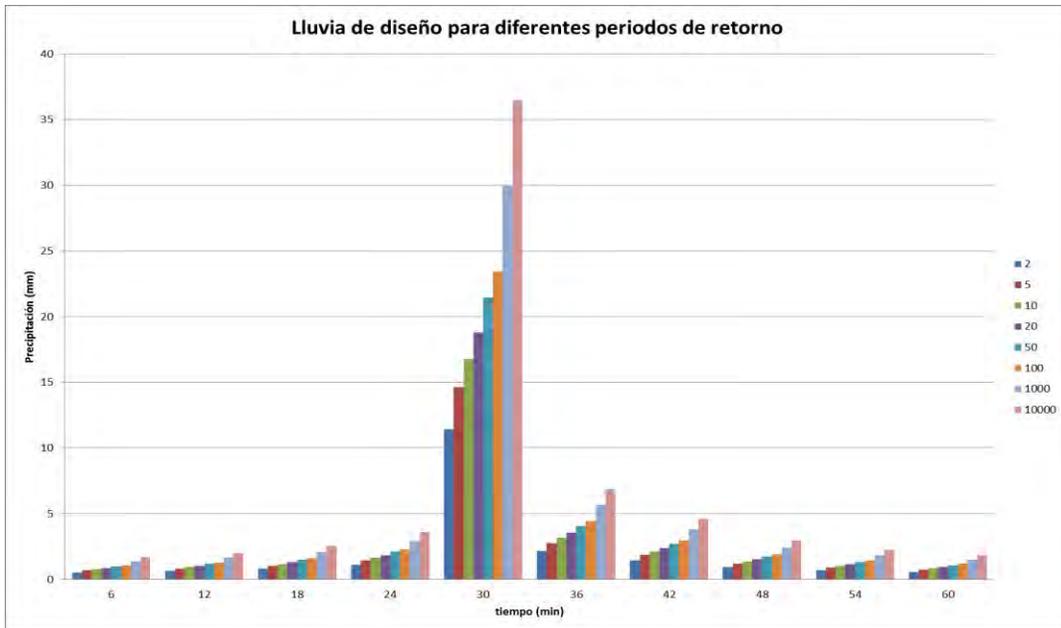


Figura 21. Lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno

5) MICROCUENCA 5.1

a) K y N

Tabla 28. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0	0.060309466	0.089026545	0
0.3	0.293301268	0.432960195	0.12988806
0.3	0.273764661	0.404120998	0.1212363
0.26	0.050057014	0.073892263	0.01921199
	0.67743240844		0.27033635

Tabla 29. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
0	0.059860653	0.08838549	0
62	0.050057014	0.07391022	4.58243351
85	0.009337859	0.01378754	1.17194114
86	0.293301268	0.4330654	37.2436244
88	0.264711046	0.39085134	34.3949183
	0.67726783969		77.3929174

b) Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Tabla 30. Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Thiesen				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.221644027	875.88	0.32717629	286.567169
2	0.455801233	771.77	0.67282371	519.265154
	0.677445261			805.832324

Isoyetas				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.3470927	810	0.51235512	415.007647
2	0.29059351	820	0.42895478	351.742919
3	0.03975935	830	0.0586901	48.7127844
	0.67744556			815.46335

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 31. Factor de F y R

Función de Gambel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	0.94244986	43.76543826
5	59.47816717		56.05519045
10	68.11192652		64.19207576
20	76.39363578		71.99717151
50	87.11345892		82.10006735
100	95.14645786		89.67076609
1000	121.6899959		114.6867199
10000	148.1867018		139.6585367

Función de Gambel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	43.76543826	0.45180031	19.77323876
5	56.05519045		25.32575266
10	64.19207576		29.002
20	71.99717151		32.52834471
50	82.10006735		37.09283623
100	89.67076609		40.5132803
1000	114.6867199		51.81549607
10000	139.6585367		63.09777077

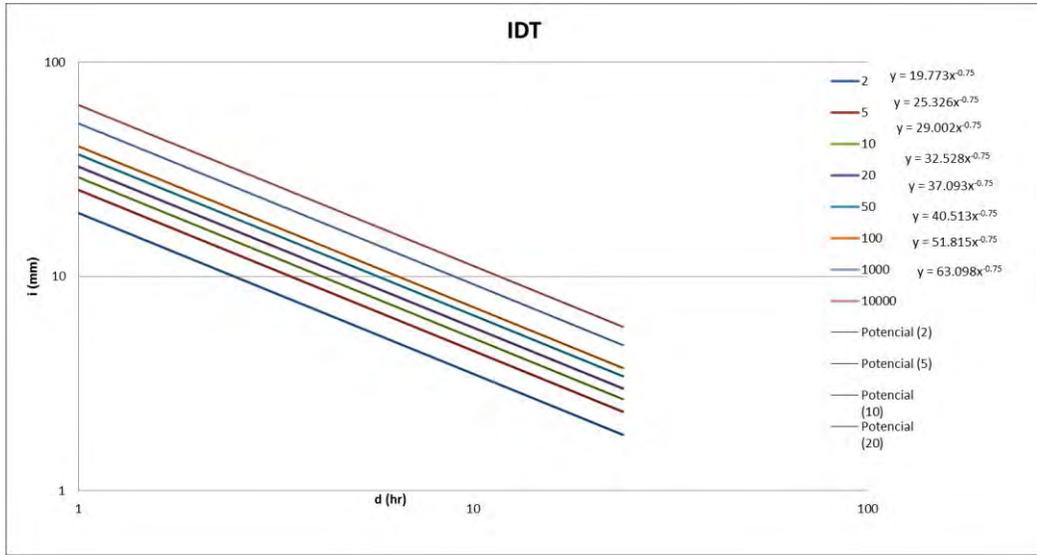


Figura 22. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tabla 32. Pendiente

Tylor y Schwarz
S= 0.135415889
pendiente media
S= 0.118925932

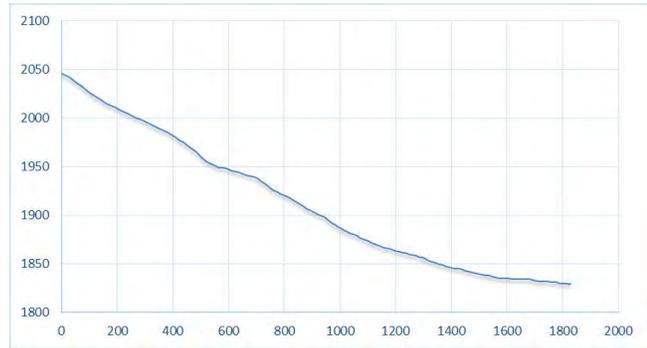


Figura 23. Pendiente del cauce principal

e) Lluvia de diseño

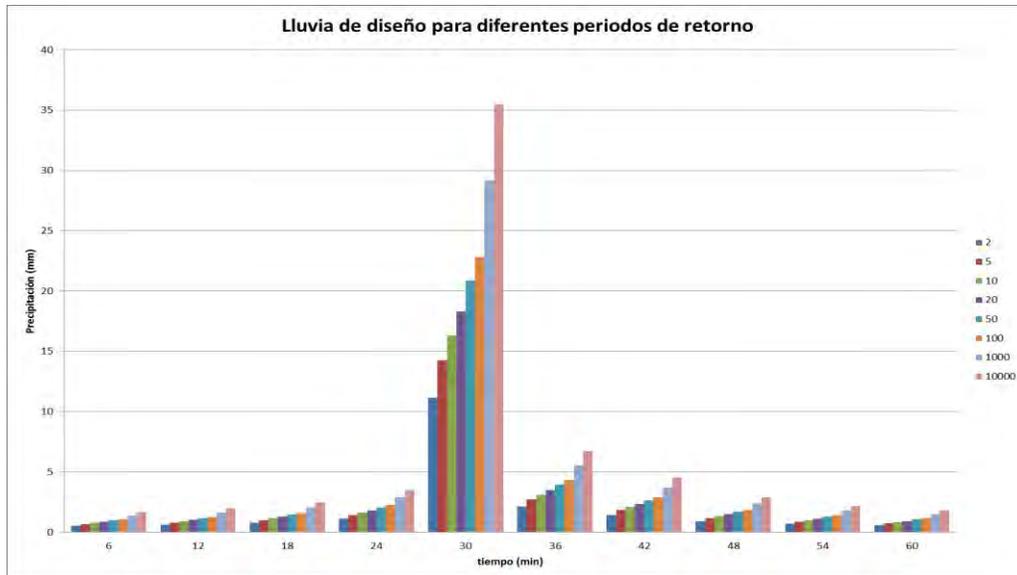


Figura 24. Lluvia de diseño para diferentes periodos de retorno

6) MICROCUENCA 6

a) K y N

Tabla 33. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0.3	0.024964074	0.023637069	0.00709112
0.3	0.116266064	0.110085758	0.03302573
0.26	0.914910701	0.866277173	0.22523207
	1.05614083955		0.26534891

Tabla 34. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
62	0.914910701	0.86627717	53.7091847
86	0.024964074	0.02363707	2.03278795
88	0.116266064	0.11008576	9.68754667
	1.05614083955		65.4295194

b) Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Tabla 35. Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Thiessen				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.88345971	875.88	0.8364979	732.6718
2	0.17268127	771.77	0.1635021	126.186
	1.05614097			858.8578

Isoyetas				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.0845184	810	0.08002575	64.8208547
2	0.270317	820	0.25594789	209.877269
3	0.3354229	830	0.31759304	263.602227
4	0.0526244	850	0.04982709	42.3530283
5	0.3132579	840	0.29660623	249.149231
	1.0561407			829.80261

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 36. Factor F y R

Función de Gambel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	0.99260183	46.09439268
5	59.47816717		59.03813746
10	68.11192652		67.60802278
20	76.39363578		75.82846253
50	87.11345892		86.46897857
100	95.14645786		94.44254801
1000	121.6899959		120.7897124
10000	148.1867018		147.0903911

Función de Gambel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	46.09439268	0.45180141	20.82551159
5	59.03813746		26.67351373
10	67.60802278		30.5454
20	75.82846253		34.25940627
50	86.46897857		39.06680642
100	94.44254801		42.66927633
1000	120.7897124		54.57296234
10000	147.0903911		66.45564607

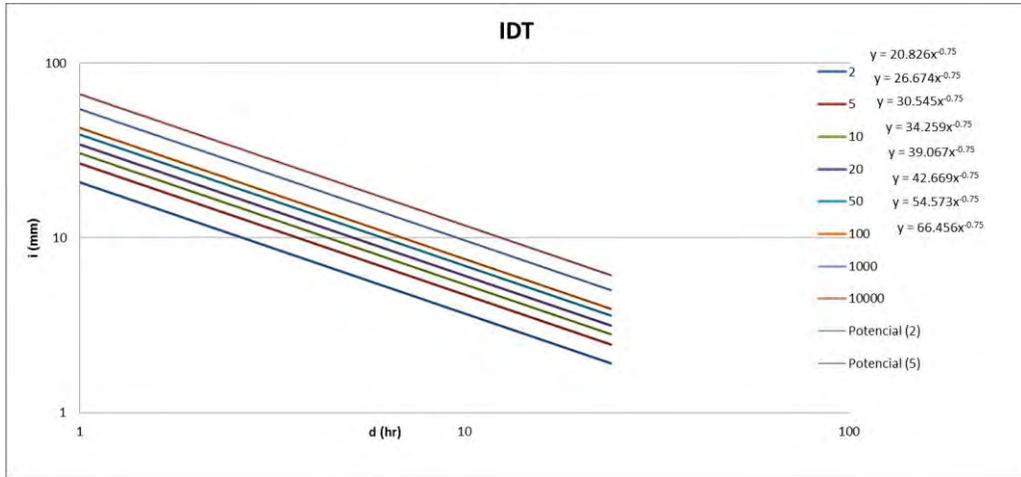


Figura 25. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tylor y Schwarz	
S=	0.135887523
Pendiente media	
S=	0.1504587

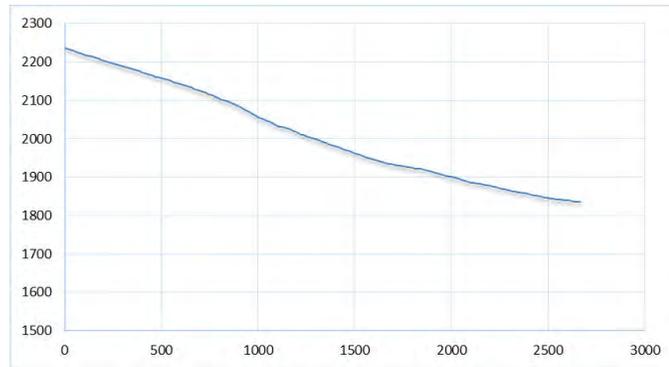


Figura 26. Perfil del cauce principal

e) Lluvia de diseño

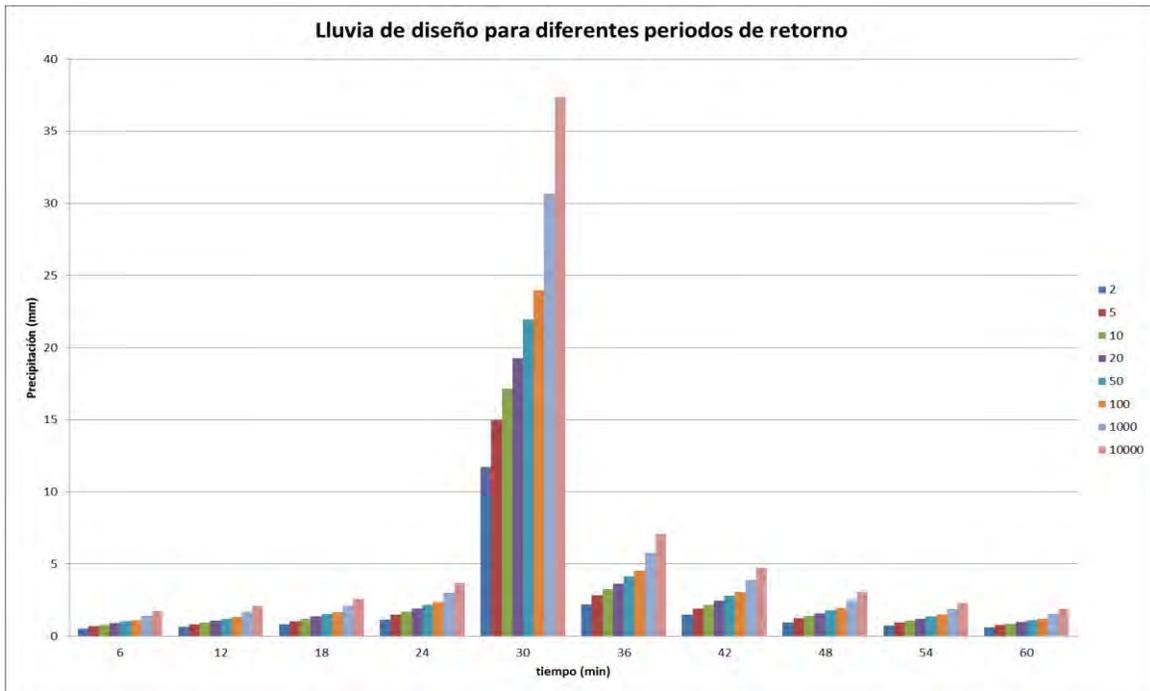


Figura 27. Lluvia de diseño para diferentes periodos de diseño

7) MICROCUENCA 8

a) K y N

Tabla 37. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0	0.03574125	0.050515156	0
0.3	0.498008106	0.703863385	0.21115902
0.26	0.173785823	0.245621459	0.06386158
	0.70753517930		0.27502059

Tabla 38. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
0	0.03476098	0.04919166	0
62	0.173785823	0.24593128	15.2477395
85	0.001159921	0.00164145	0.13952335
88	0.496937105	0.70323561	61.8847337
	0.70664383003		77.2719966

b) Polígonos de Thiessen e Isoyetas

Tabla 39. Polígonos de Thiessen e Isoyetas

Thiessen				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.054089075	875.88	0.06583331	57.6620798
2	0.767517419	771.77	0.93416669	720.961826
	0.821606494			778.623906

Isoyetas				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.12877452	800	0.15673503	125.388023
2	0.55969403	810	0.68121907	551.787444
3	0.11749406	820	0.14300527	117.26432
4	0.01564391	830	0.01904064	15.8037285
	0.82160653			810.243515

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 40. Factor F y R

Función de Gambel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	0.93641718	43.4852928
5	59.47816717		55.69637747
10	68.11192652		63.78117805
20	76.39363578		71.53631286
50	87.11345892		81.5745394
100	95.14645786		89.0967776
1000	121.6899959		113.9526026
10000	148.1867018		138.7645732

Función de Gambel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	43.4852928	0.451801	19.64669876
5	55.69637747		25.16367902
10	63.78117805		28.8164
20	71.53631286		32.32017766
50	81.5745394		36.85545845
100	89.0967776		40.25401318
1000	113.9526026		51.48389976
10000	138.7645732		62.69397288

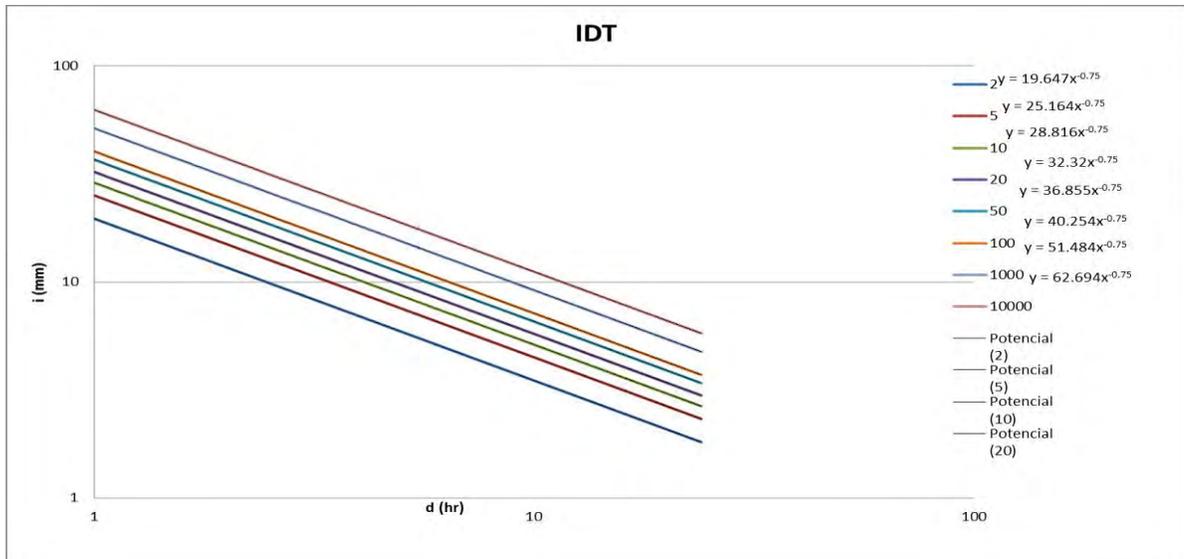


Figura 28. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tabla 41. Pendiente

Tylor y Schwarz	
S=	0.103995785
Pendiente media	
S=	0.130527587

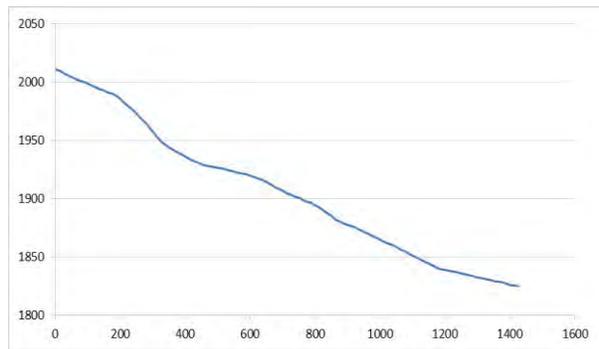


Figura 29. Perfil del cauce principal

e) Lluvia de diseño

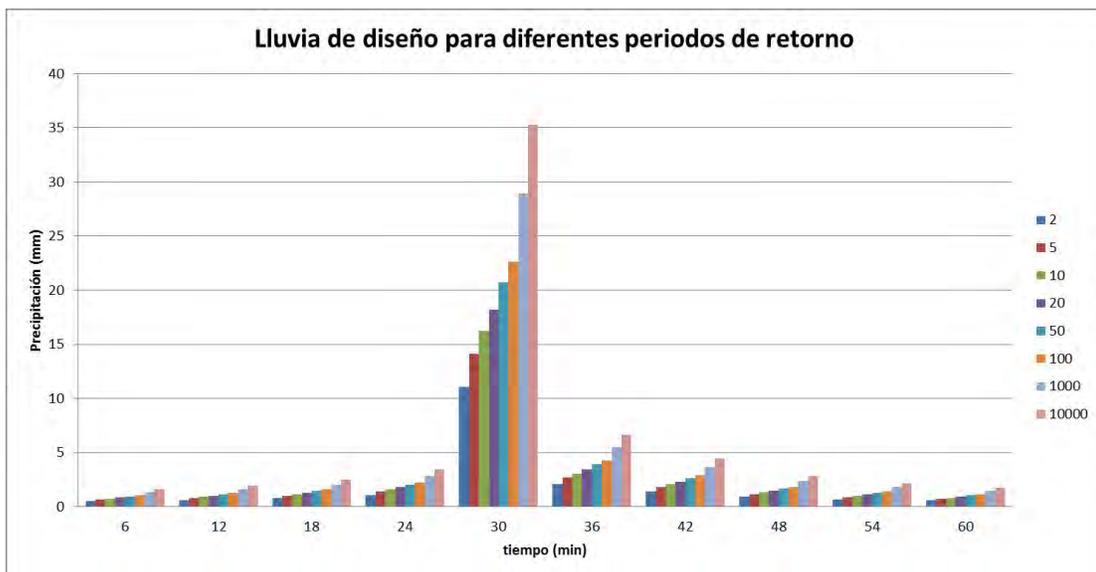


Figura 30. Lluvia de diseño para diferentes periodos de retorno

8) MICROCUENCA CHURANDIRO

a) K y N

Tabla 42. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0.3	0.093379107	0.067254258	0.02017628
0.26	1.295069901	0.932745742	0.24251389
	1.38844900800		0.26269017

Tabla 43. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
62	1.291463575	0.9332381	57.8607622
85	0.001034877	0.00074782	0.06356496
88	0.091353724	0.06601408	5.80923877
	1.38385217595		63.7335659

b) Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Tabla 44. Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Thiessen				
	Area	P	%area	P*%A
1	1.031516091	875.88	0.643274343	563.431131
2	0.572023833	771.77	0.356725657	275.31016
	1.603539924			838.741292

Isoyetas				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.0277588	800	0.01731095	13.8487599
2	0.30577562	810	0.1906879	154.457202
3	0.46762278	820	0.29161909	239.127653
4	0.4257899	830	0.26553125	220.390937
5	0.08703783	850	0.05427856	46.1367776
6	0.28955477	840	0.18057225	151.680687
	1.60353969			825.642016

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 45. Factor de F y R

Función de Gambel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	0.96935272	45.01475172
5	59.47816717		57.65532302
10	68.11192652		66.02448112
20	76.39363578		74.0523785
50	87.11345892		84.44366821
100	95.14645786		92.23047756
1000	121.6899959		117.9605283
10000	148.1867018		143.6451822

Función de Gambel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	45.01475172	0.4518006	20.33769171
5	57.65532302		26.04870937
10	66.02448112		29.8299
20	74.0523785		33.45690883
50	84.44366821		38.15169972
100	92.23047756		41.66978484
1000	117.9605283		53.29463714
10000	143.6451822		64.89897911

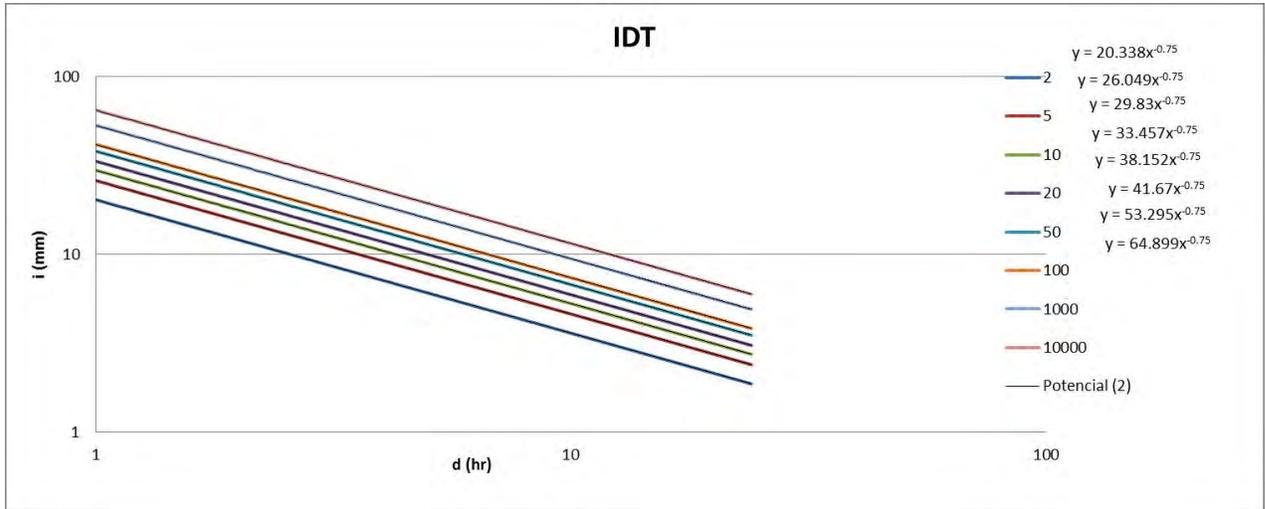


Figura 31. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tabla 46. Pendiente

Tylor y Schwarz
S= 0.117849129
Pendiente media
S= 0.143464073

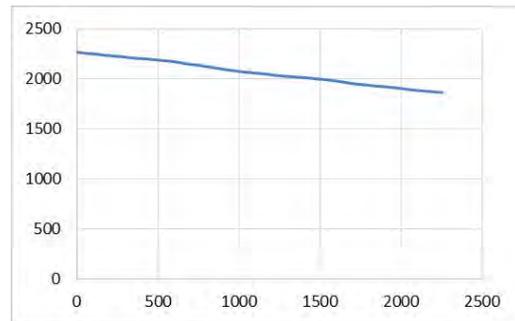


Figura 32. Perfil del cauce principal

e) Lluvias de diseño

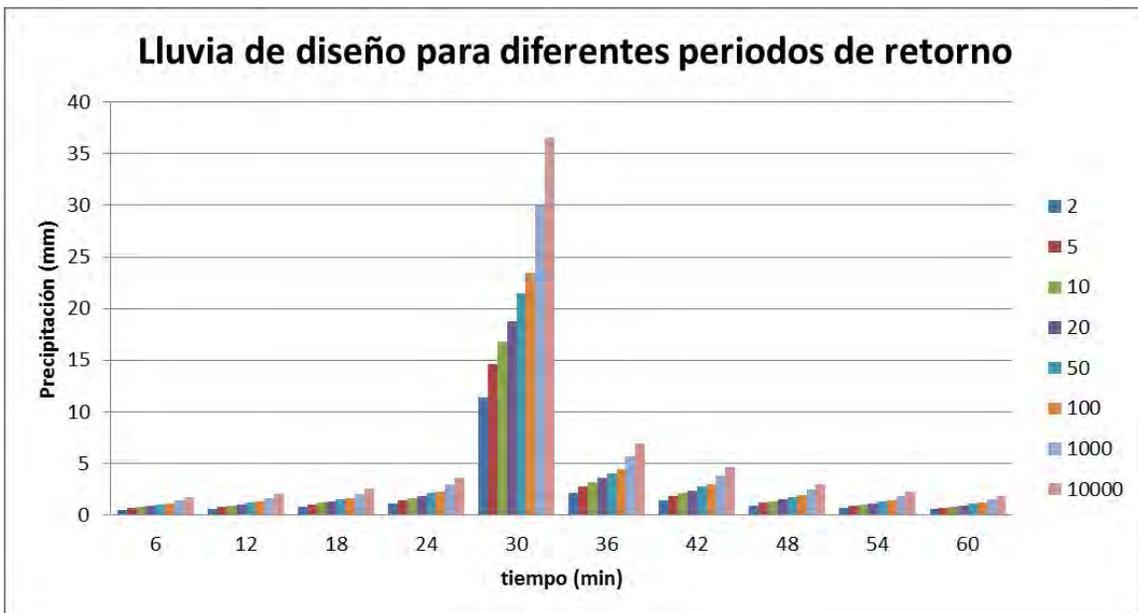


Figura 33. Lluvia de diseño para diferente periodos de retorno

9) MICROCUENCA MARIJO

a)

Tabla 47. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0	0.068096036	0.00880165	0
0.3	3.694980903	0.477589169	0.14327675
0.3	0.419120297	0.05417276	0.01625183
0.26	2.174969622	0.28112241	0.07309183
0.28	1.379568266	0.17831401	0.04992792
	7.73673512416		0.28254833

Tabla 48. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
0	0.068187818	0.0088185	0
62	2.174662982	0.2812419	17.4369979
70	1.378288293	0.17824942	12.4774596
85	0.011094374	0.0014348	0.12195786
86	3.692751146	0.47757117	41.071121
88	0.407373085	0.0526842	4.63620966
	7.73235769906		75.743746

b) Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Tabla 49. Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Polígonos de Thiesen				
	Area (Km2)	P (mm)	%area	P*%A
1	7.06218785	875.88	0.91182895	798.6527
2	0.68289177	771.77	0.08817105	68.04777
Σ	7.74507962		PMA (mm)	866.7005

Isoyetas				
	Area (Km2)	P (mm)	%area	P*%A
1	0.00171753	800	0.00022176	0.17740663
2	0.56228901	810	0.07259954	58.8056288
3	0.52288808	820	0.06751232	55.3601019
4	0.73738848	830	0.09520738	79.0221294
5	1.94470989	870	0.25108982	218.448145
6	2.041758	860	0.26362012	226.713302
7	1.15581442	850	0.14923215	126.847327
8	0.77851113	840	0.10051691	84.4342012
Σ	7.74507654		PMA (mm)	849.808242

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 50. Factor F y R

Función de Gumbel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	1.00166584	46.51530664
5	59.47816717		59.57724807
10	68.11192652		68.22538985
20	76.39363578		76.52089508
50	87.11345892		87.2585757
100	95.14645786		95.3049563
1000	121.6899959		121.8927115
10000	148.1867018		148.4335566

Función de Gumbel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	46.51530664	0.45180101	21.01566249
5	59.57724807		26.91706081
10	68.22538985		30.8243
20	76.52089508		34.57221764
50	87.2585757		39.42351258
100	95.3049563		43.05887545
1000	121.8927115		55.0712501
10000	148.4335566		67.06243071

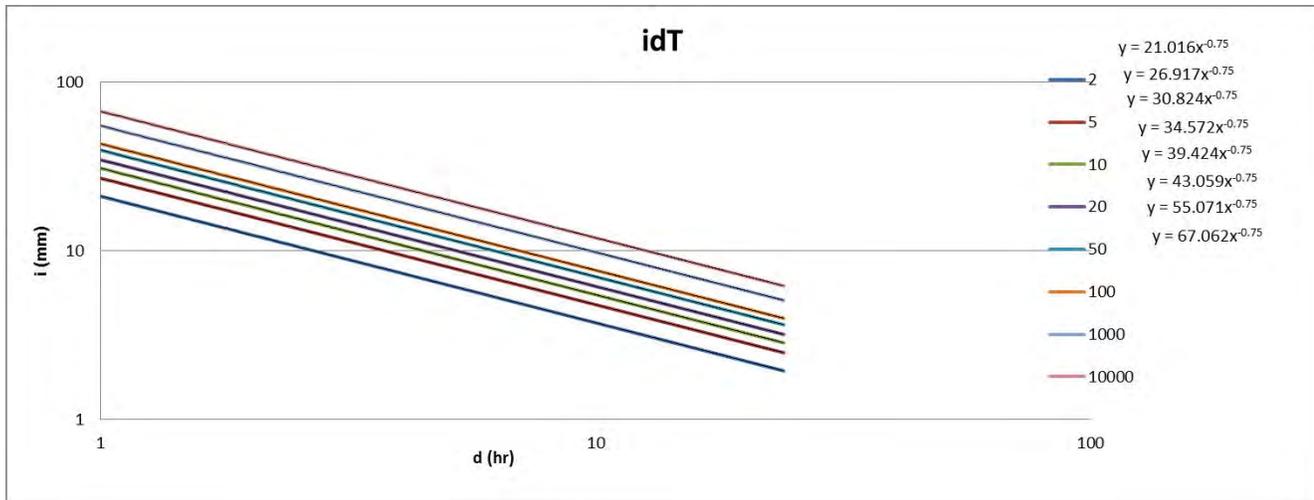


Figura 35. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tabla 51. Pendiente

Tylor y Schwarz
S= 0.092106571
Pendiente media
S= 0.111033007

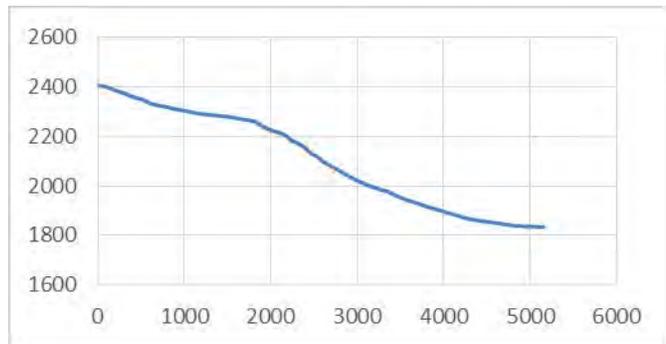


Figura 34. Perfil del cauce principal

e) Lluvias de diseño

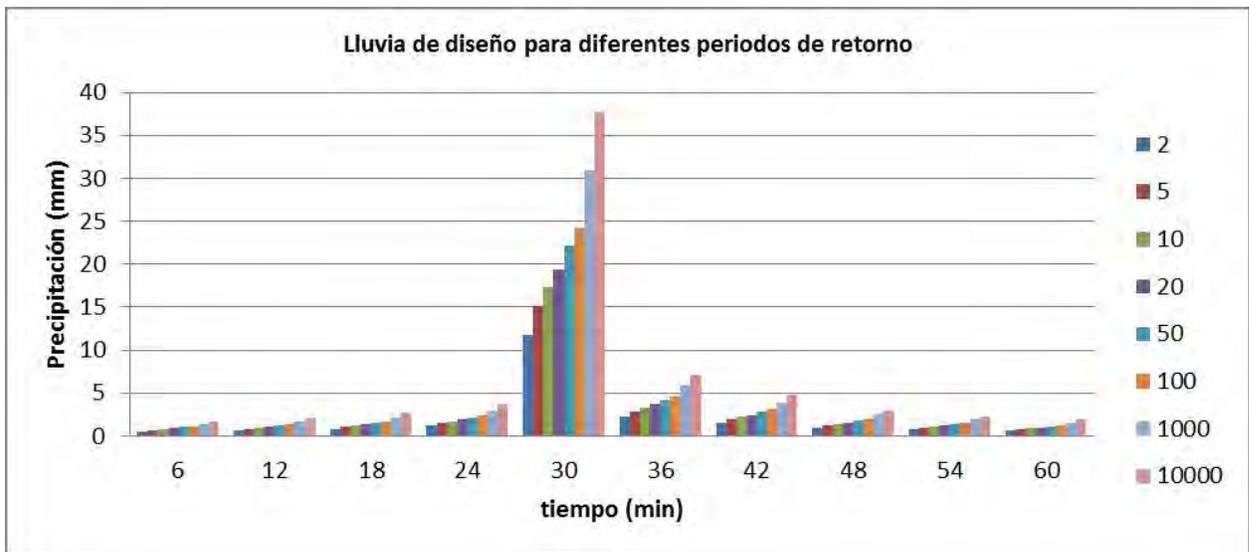


Figura 36. Lluvia de diseño para diferentes periodos de retorno

10) MICROCUENCA SAN CRISTOBAL

a) K y N

Tabla 52. Datos de K

K	Sum_area	%	k*%
0.3	0.045312721	0.016396562	0.00491897
0.3	0.593527937	0.214770104	0.06443103
0.26	1.619052784	0.585859759	0.15232354
0.28	0.50565664	0.182973576	0.0512326
	2.76355008260		0.27290614

Tabla 53. Datos de N

N	Sum_area	%	N*%
62	1.619052784	0.58648015	36.3617695
70	0.50502684	0.1829392	12.8057439
85	0.008260907	0.0029924	0.25435424
86	0.044257625	0.01603173	1.37872886
88	0.584028565	0.21155651	18.6169732
	2.76062672132		69.4175698

b) Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Tabla 54. Polígonos de Thiesen e Isoyetas

Thiesen				
	Area	P	%area	P*%A
1	2.33318254	875.88	0.84405071	739.28714
2	0.43108566	869.08	0.15594929	135.53241
	2.7642682			874.81954

Isoyetas				
	Area	P	%area	P*%A
1	0.62606032	820	0.22648318	185.716204
2	1.16052398	830	0.4198304	348.459233
3	0.04199513	860	0.01519213	13.0652337
4	0.25853261	850	0.09352659	79.4976006
5	0.67715652	840	0.2449677	205.77287
	2.76426856			832.511141

c) Factor F y R e intensidad de curvas

Tabla 55. Factor F y R

Función de Gumbel			
T	PMD (estacion)	F	PMD (cuenca)
2	46.43794861	1.01104919	46.95105033
5	59.47816717		60.13535274
10	68.11192652		68.86450815
20	76.39363578		77.23772358
50	87.11345892		88.07599209
100	95.14645786		96.19774916
1000	121.6899959		123.0345718
10000	148.1867018		149.8240449

Función de Gumbel			
T	PMD (x)	R	PM/hora
2	46.95105033	0.45180167	21.21256309
5	60.13535274		27.16925298
10	68.86450815		31.1131
20	77.23772358		34.89613274
50	88.07599209		39.79288059
100	96.19774916		43.46230402
1000	123.0345718		55.58722539
10000	149.8240449		67.69075414

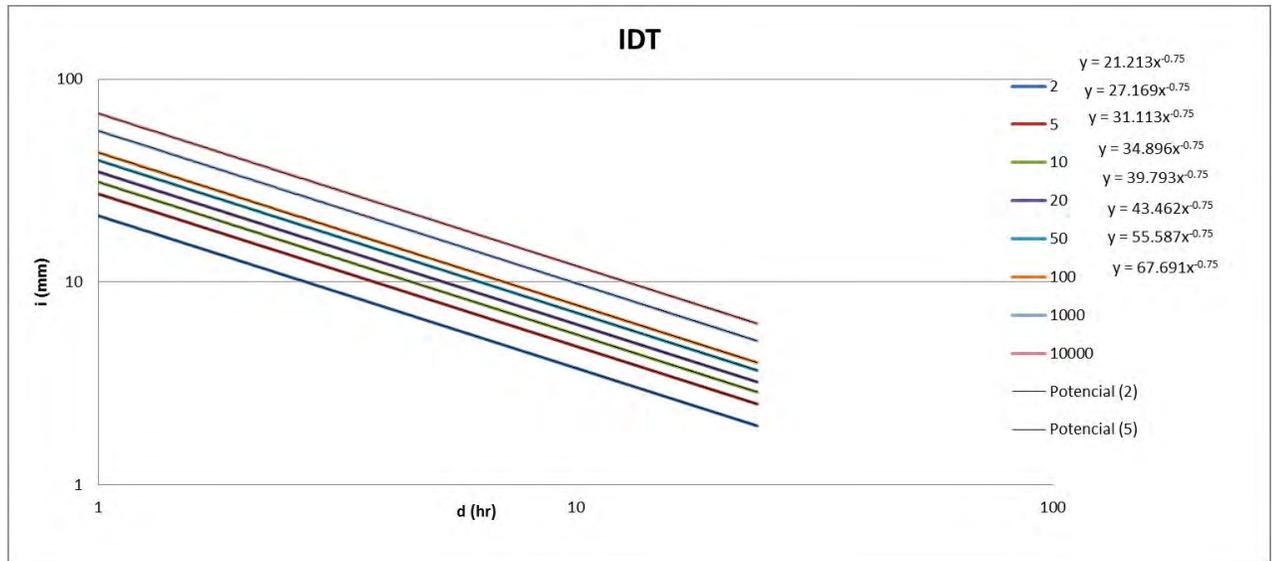


Figura 37. Curvas IDT

d) Pendiente Tylor y Schwarz

Tabla 56. Pendiente

Tylor y Schwarz
S= 0.093763699
Pendiente media
S= 0.137863989

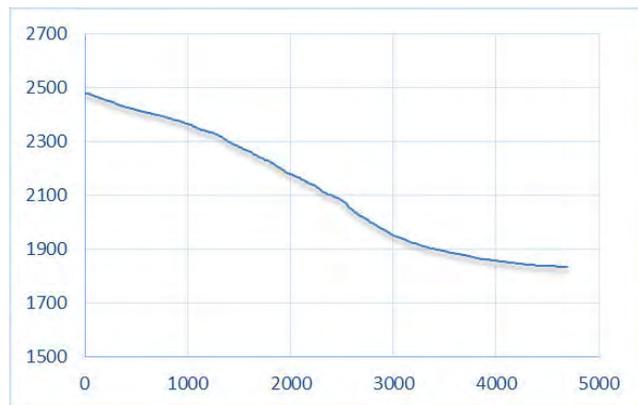


Figura 38. Perfil del cauce principal

e) Lluvia de diseño

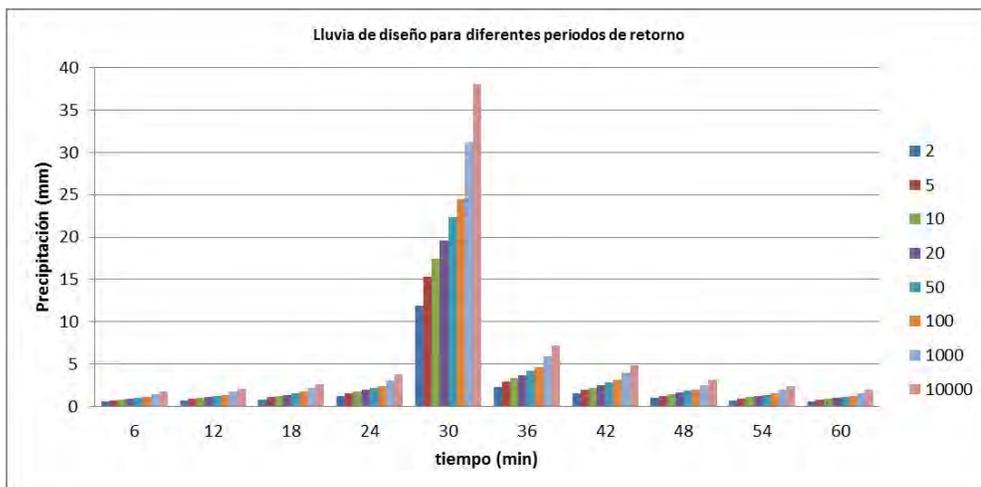


Figura 39. Lluvia de diseño para diferentes periodos de retorno

Bibliografía

Amaya Cuevas, C. (2016). *Diseño y simulación de una compuerta plana deslizante para la empresa Armetco*. Cuenca: Universidad politecnica Saieciana sede Cuenca.

Aparicio, F. (2009). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México: Limusa.

Chow, V. T. (1967). *Hidrología aplicada*. Illinois: McGRAW-HILL.

CICESE. (s.f.). *CLICOM*. Recuperado el Octubre de 2017, de Base de datos climatológica nacional: <http://clicom-mex.cicese.mx/mapa.html>

CONABIO. (s.f.). *Comisión nacional para el conocimiento y uso de la biodiversidad*. Recuperado el Septiembre de 2017, de <https://www.gob.mx/conabio>

CONAGUA. (2015). *NOM-011-CONAGUA-2015*. México: Diario oficial de la federación.

Engineers, U. A. (s.f.). *Hec-Ras*. Recuperado el enero de 2018, de <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

Gochi, E. X. (2014). *Estudio técnico especializado para el establecimiento de un área de alto valor de conservación comunitaria en los ejidos Cañada de Tumbastatiro, San Cristóbal y Marijo pertenecientes a los municipios de Morelos, Huandacareo y Chucándiro, Michoacán, México*. Morelia, Michoacán.

historia, I. n. (1990). *Origen y evolución de la hacienda en México: siglos XVI a XX*. México.

INEGI. (2010). *Instituto nacional de estadística, geografía e informática*. Recuperado el Agosto de 2017

Lehmann, E. L., & Casella, G. (1998). *Theory of Point Estimation*. Nueva York: Springer.

Michoacán, G. d. (1987). *Enciclopedia de los municipios y delegaciones de México*. Recuperado el 11 de Febrero de 2018, de <http://siglo.inafed.gob.mx/enciclopedia/EMM16michoacan/index.html>

Orbinox. (2015). *Catalogo de productos*.

R., T. (2013). *Manual de Arcgis 10 nivel intermedio*. Universidad nacional agraria de la selva.

SAGARPA. (2010). *Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas*. México: Coloegio de postgraduados.

SCT. (2010). *Isoyetas de la Republica Mexicana*. Recuperado el enero de 2018, de <http://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/isoyetas/>

Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de canales*. México: UNAM, Facultad de Ingeniería.

Villón Béjar, M. (2001). *Manual HEC-HMS e Hidresta 2*. Costa Rica: Taller de publicaciones.
Instituto Tecnológico de Costa Rica.