



**UNIVERSIDAD MICHOCANA DE SAN NICOLÁS
DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“PROPUESTA TÉCNICA PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE
INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA DE RIEGO EN EL
MUNICIPIO DE CHICONTEPEC VERACRUZ.”**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ALEX FELIPE BAUTISTA MARTINEZ

DIRECTOR DE TESIS:

DR. CONSTANTINO DOMINGUEZ SANCHEZ

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puentes

Morelia Michoacán Junio 2018



AGRADECIMIENTOS

Al pasar de los años he superado varias pruebas algunas en las cuales he tropezado, sin embargo he tenido la fuerza para seguir adelante. En esta etapa de mi vida no me queda más que agradecer a la existencia misma por haberme otorgado el conocimiento necesario, la fortaleza y la paciencia que al día han sido grandes dones que me permiten culminar esta meta.

Agradezco también a mis padres, Mario Bautista Osorio y Reyna Martínez Solís, quienes han sido el pilar que ha sostenido a mi familia, gracias por sus consejos, por sus palabras de apoyo. Admiro que aunque en ocasiones la distancia era una limitante nunca dejaron de creer en mí.

A mis hermanos, Ismael, Diana, Fabiola, Mario, a mi cuñado Ángel Guevara que siempre estuvieron presentes en todas formas, por su buena vibra y por la confianza que siempre me brindaron. Principalmente a mi hermana Fabiola quien siempre estuvo pendiente de mí en esta etapa, quien vivió mis desvelos y festejo mis logros apoyándome tanto en los buenos como malos momentos de mi carrera.

Al grupo de Investigación Gestión Integral del agua por permitirme ser parte de este gran proyecto y ayudarme a crecer profesional y emocionalmente. Así como a los jóvenes que han contribuido en este proyecto de tesis. Daimon Joel Zayet, Eliseo Molina Gonzales y Juan Rodrigo Gonzales Sosa por su interés y aportación. A todos mis amigos del departamento de hidráulica, como a los integrantes del Capítulo estudiantil de hidráulica (CE UMSNH-AMH). Con los que he compartido muchos momentos y experiencias inolvidables.

A la Dra. Sonia Tatiana Sánchez Quispe. Por compartir sus conocimientos y experiencias, en un considerable periodo de mi formación, y brindándome oportunidades de crecimiento en el grupo de investigación.

A mi asesor el Dr. Constantino Domínguez Sánchez por apoyarme en la realización de este proyecto, compartiendo su experiencia y brindándome soluciones en el proceso de este trabajo.

La hidráulica ha sido una de mis principales pasiones en la vida. Esta meta que se culmina es solo un paso para seguir adelante. Así como el agua que siempre sigue su curso.

ÍNDICE

1. GENERALIDADES	7
1.1. INTRODUCCION	7
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	11
1.3. OBJETIVOS GENERALES Y OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	12
2. ESTUDIO HIDROLOGICO.....	13
2.1. DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	14
2.2. PARAMETROS MORFOLÓGICOS DE LA CUENCA.....	17
2.3. SELECCIÓN DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS.....	20
2.4. CONSISTENCIA Y VALIDACIÓN DE LAS SERIES DE PRECIPITACIÓN.....	23
2.5. DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES (LLENADO DE DATOS)	27
2.6. DETERMINACION DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL.....	29
2.7. CALCULO DEL ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL.....	33
2.8. LLUVIA DE DISEÑO	40
2.9. HIDROGRAMAS	49
3. ANÁLISIS DE LA DEMANDA DE AGUA PARA LA ZONA DE RIEGO.....	55
3.1. DEFINICIÓN DEL TIPO DE CULTIVO Y DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE RIEGO	56
3.2. PATRONES ESPACIALES Y TEMPORALES DE LOS CULTIVOS	57
3.3. NECESIDADES HÍDRICAS DE LOS CULTIVOS	58
3.3.1. MÉTODO DE THORNTWAITE	59
3.3.2. MÉTODO DE BLANEY-CRIDDLE	59
3.3.3. METODO DE PENMAN MOTEITH (FAO)	63
3.3.4. DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA	67
4. APROVECHAMIENTO HIDRAULICO DISEÑO DE PRESA DE ALMACENAMIENTO.....	71
4.1. CLASIFICACION DE PRESAS	71
4.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	74
4.2.1. DEFINICIÓN DE LA BOQUILLA DE LA PRESA	74
4.2.2. OBTENCIÓN DE LAS CURVAS CARACTERÍSTICAS	76

4.3. DETERMINACION DE VOLUMENES Y NIVELES CARACTERISTICOS	78
4.3.1. NIVEL DE AGUAS MÍNIMO (NAMIN)	79
4.3.2. NIVEL DE AGUAS MÁXIMO ORDINARIO (NAMO)	81
4.3.3. NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS (NAME)	85
4.4. REVISION DE LA ESTABILIDAD	91
4.4.1. DISEÑO HIDRÁULICO DEL PERFIL DEL CIMACIO	92
4.4.2. DETERMINACION DE LAS FUERZAS ACTUANTES	94
4.4.3. REVISION DE LAS CONDICIONES DE SEGURIDAD	102
5. DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO	105
5.1. SISTEMAS EXISTENTES	105
5.2. SELECCIÓN DE SISTEMA DE RIEGO (DISEÑO AGRONOMICO)	108
5.2.1. DISEÑO AGRONOMICO DE LA NARANJA	109
5.2.2. DISEÑO AGRONÓMICO PARA EL CULTIVO DEL MAÍZ	112
5.3. DISEÑO DE LA RED DE RIEGO (DISTRIBUCION EN PLANTA)	114
5.3.1. AGRUPACIÓN DE SECTORES Y PROGRAMACIÓN DEL CALENDARIO DE RIEGO	115
5.4. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA RED	119
5.4.1. PATRONES DE RIEGO POR SECTOR	122
6. CONCLUSIONES	127
7. ANEXOS	130
8. BIBLIOGRAFÍA	149

RESUMEN

El aprovechamiento adecuado de los recursos hídricos se ha tornado una de las principales prioridades en la República Mexicana. El presente proyecto describe la metodología requerida para la implementación de infraestructura de riego en el municipio de Chicontepec en el estado de Veracruz.

Esta propuesta parte desde el interés de potencializar las actividades agrícolas de la región noroeste del municipio, donde el sector citrícola ha tenido un crecimiento en los últimos años por las grandes demandas que solicita este producto (Naranjas) a nivel nacional. Las condiciones climatológicas son las adecuadas sin embargo debido a la topografía del municipio no se logra aprovechar el recurso de las corrientes superficiales disponibles, presentándose periodos no definidos de sequias donde las parcelas cultivadas necesariamente requieren de infraestructura de riego.

Para realizar el aprovechamiento se propone definir la zona donde se proyectara el almacenamiento con el diseño de una presa, se realiza un reconocimiento mediante visita a campo y los estudios de anteproyecto usando herramientas de Sistemas de Información Geográfica (SIG) , mediante modelos digitales de elevaciones MDE además de complementar las herramientas Google Earth y Global Mapper .

El análisis de las precipitaciones se realizó con datos históricos de estaciones climatológicas operadas por la Comisión Nacional del Agua (CNA), y su evaluación con los softwares probabilísticos AX.exe, Hidroesta para la selección de una función de distribución que servirá para determinar la lluvia de diseño y alimentar a un modelo de lluvia escurrimiento del Software Hec-Hms para la obtención de los caudales de diseño.

El análisis de las demandas de 679.5 hectáreas de cultivos se realizó con el método de Blaney-Criddle por la información disponible de la zona, este análisis es indispensable para el desarrollo de la infraestructura de riego.

Los estudios presentados en este proyecto son base fundamental para la realización del aprovechamiento Hídrico a nivel de cuenca y una referencia para el análisis y dimensionamiento de las obras hidráulicas que comprenden un distrito de riego.

Palabras Clave: Irrigación, precipitación, probabilidad, cultivos, presa.

ABSTRAC

The adequate use of water resources has become one of the main priorities in the Mexican Republic. This project describes the methodology required for the implementation of irrigation infrastructure in the municipality of Chicontepec in the state of Veracruz.

This proposal starts from the interest of potentializing the agricultural activities of the northwest region of the municipality, where the citrus sector has had a growth in recent years due to the great demands that this product (Orange) demands at the national level. The weather conditions are adequate however due to the topography of the municipality it is not possible to take advantage of the resource of the available surface currents, presenting undefined periods of drought where the cultivated plots necessarily require irrigation infrastructure.

To make the use is proposed to define the area where the storage was designed with the design of a dam; a reconnaissance is made by field visit and preliminary studies using Geographic Information Systems (GIS) tools, using digital elevation models MDE in addition to complementing the Google Earth and Global Mapper tools.

The analysis of the precipitations was made with historical data of climatological stations operated by the National Commission of the Water (CNA), and its evaluation with the probabilistic software AX.exe, Hidroesta for the selection of a function of distribution that will serve to determine the rain of design and feed a rain runoff model of the Hec-Hms Software to obtain the design flows.

The analysis of the demands of 679.5 hectares of crops was carried out using the Blaney-Criddle method, based on the information available in the area. This analysis is essential for the development of irrigation infrastructure.

The studies presented in this project are the fundamental basis for the realization of water use at the basin level and a reference for the analysis and sizing of the hydraulic works that comprise an irrigation district.

Colinda al norte con los municipios de Tantoyuca, Ixcatepec y Tepetzintla; al este con Álamo Temapache; al sur con los municipios de, Ixhuatlán de Madero y Benito Juárez; al oeste con el estado de Hidalgo.

Tiene una superficie de 935.73 Km², que representa un 1.34% de la superficie total del Estado.

Orografía

El municipio se encuentra ubicado en la región montañosa de la Huasteca Veracruzana, donde las ramificaciones de la Sierra madre Oriental reciben el nombre local de la sierra de Chicontepec, significando precisamente "siete cerros".

Hidrografía

Se encuentra regado por pequeños tributarios del Tuxpan, entre los que se encuentran el Calabozo, que nace en la Sierra de Huayacocotla y sirve de límite con el Estado de Hidalgo. Cuenta con varios arroyos, destacando los de Comitlán, Ahuimo, La Antigua, Tlacolula y Camotipan.

Clima

Su clima es cálido-extremoso con una temperatura promedio de 22° C.; su precipitación pluvial media anual es de 1,645 milímetros.

Características y Uso de Suelo

Su suelo es de tipo regosol y Vertisol, se caracteriza por no presentar capas de arcilla. La distribución territorial que compete a cada sector económico en el municipio corresponde a 357.4 km² dedicado a la ganadería, 372.5 km² a la agricultura, 205 km² a vegetación secundaria y 0.2 km² de zona urbana.

Flora y fauna

Los ecosistemas que coexisten en el municipio son el de bosque alto, mediano y secundario, donde se desarrolla una fauna compuesta por poblaciones de armadillos, conejos, venados, aves y reptiles.

Personajes ilustres

Tabla 1.1.1 Personajes Ilustres

Gral. Adalberto Tejeda Olivares, distinguido revolucionario, político y luchador social.	(1883-1960)
José Guadalupe Osorio Cruz, prócer agrarista. Formó parte de la primera Liga de Comunidades Agrarias y Sindicatos Campesinos del Estado.	(1892-1952)
Teniente Coronel Eulalio Martínez Mejía, distinguido revolucionario, líder agrario que participó en la constitución de la Liga de Comunidades Agrarias del Estado.	(1893-1927)
Prof. Rafael Valenzuela Vera, educador.	(1876-1927)
Prof. Leopoldo Kiel García, educador, filósofo, impulsor de la Educación Nacional.	(1874-1942)
Prof. Gilberto Valenzuela Vera, educador.	(1881-1970)
Prof. Miguel Bustos Cerecedo, educador, periodista, escritor, poeta y líder sindical.	(1912-1990)
Dr. Zozimo Pérez Castañeda, Médico, maestro, periodista, poeta.	(1892-1963)
Alfonso Medellín Zenil, antropólogo de reconocido prestigio profesional, investigador arqueológico, maestro y escritor.	(1925-1986)
M.V.Z Rafael Adelaido Osorio, investigador y autor de varias obras de medicina veterinaria, políglota, inventor.	(1893-1951)

El municipio se rige bajo el siguiente organigrama, para eficientar su administración y servicios en los distintos puntos del territorio municipal, se apoyan de las autoridades auxiliares, entre las que se cuenta a los delegados,

subdelegados, jefes de sector, jefes de manzana e inclusive los agentes municipales.

H. AYUNTAMIENTO DE CHICONTEPEC

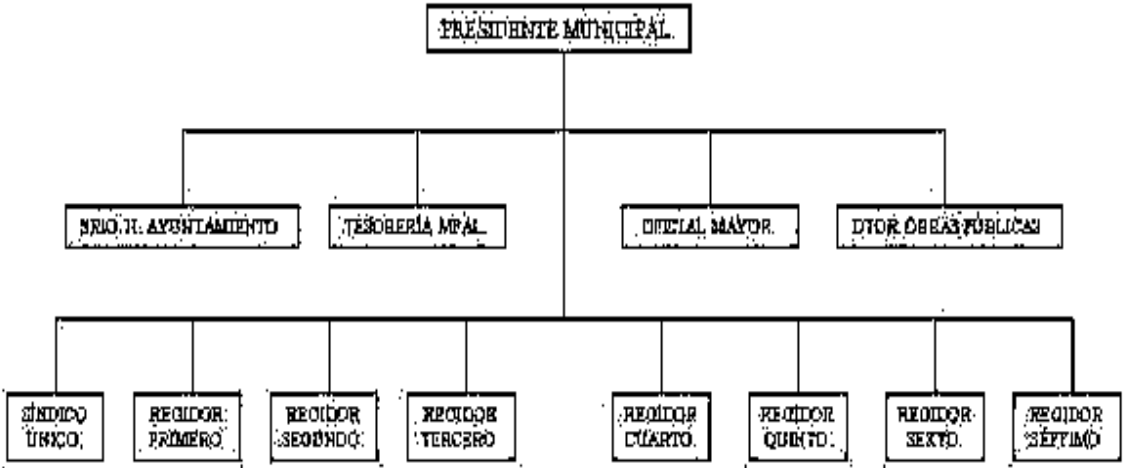


Figura 1.1.2 Organigrama de administración municipal

ANTECEDENTES

Chicontepec del náhuatl Chicom-tepe-c: chicom que significa siete y Tepetl cerro, conocido como siete cerros. El municipio a lo largo de la historia se ha visto envuelto en distintos acontecimientos. Ya existía antes de la conquista Española. El territorio de Chicontepec perteneció a la Provincia Huasteca de Zicoac, cuya cabecera se encontraba en la congregación actual de San Isidro o Dr. Montes de Oca, en el municipio de Temapache.

El municipio en el periodo de la independencia de México perteneció al estado de Puebla fue hasta el año de 1853 cuando Don Antonio López de Santa Anna, siendo Presidente de la República Mexicana decreta la anexión del Distrito de Tuxpan y Chicontepec al departamento de Veracruz, con lo cual quedó conformado el territorio veracruzano con la extensión que actualmente se conoce.

La cabecera municipal en el año de 1877 es trasladada a la región de Huayacocotla y 9 años después en 1886 mediante decreto de fecha el 24 de

mayo. El Gobernador Gral. Juan de la Luz Enríquez, ordena que la cabecera del Distrito Local Electoral debía ser Chicontepec a partir de esta fecha comienza un auge de crecimiento.

Posteriormente debido al crecimiento en el año de 1895 se establecen los límites entre Ixhuatlán de madero y Chicontepec. Justo en el año de 1910 cuando se desarrollaba la revolución mexicana la Villa de Chicontepec se eleva a la categoría de ciudad.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El municipio de Chicontepec forma parte de los 212 municipios del estado de Veracruz, ha sido uno de los municipios que ha conservado tanto patrones culturales como su lengua materna el náhuatl, las tradiciones y sus actividades económicas; desde la antigüedad una de las principales actividades productivas del municipio ha sido la agricultura principalmente el cultivo de maíz, frijol y chile en pequeñas escalas, siguiendo de esta las actividades ganaderas. Sin embargo una de las principales dificultades en la mayor parte de la superficie del municipio es su accidentada topografía lo que dificulta los procedimientos para el mantenimiento de las áreas cultivadas. Este accidente orográfico se debe a su cercanía a la Sierra madre oriental cerca de la cabecera municipal. Aunado a esto las altas precipitaciones y los vientos que se presentan en altitudes mayores a los 500 msnm provocan una baja producción por la pérdida de cultivos.

En zonas de menor altitud la agricultura se desarrolla de forma eficiente sin embargo existen periodos no definidos de sequias aun con las altas precipitaciones ya que gran parte del agua se evapora y escurre por diversos cauces. Al no haber un sistema de aprovechamiento del recurso hídrico el sector agrícola se limita al desarrollo de la agricultura de temporal.

En los últimos años productores del municipio manifiestan que las técnicas para el cultivo de maíz ya no son muy adecuadas y mucho menos productivas ya que es mayor la inversión en mano de obra y mantenimiento de las áreas cultivadas que los ingresos que se obtienen en la cosecha. En ocasiones obteniendo únicamente el recurso invertido o de manera extrema solo se produce para consumo propio.

Debido a esta situación muchas comunidades ubicadas al Este del municipio principalmente en las limitaciones con el municipio de Álamo Temapache están incorporando los cultivos de naranja a sus terrenos ya que existe una gran demanda del producto. Este cambio en el tipo de cultivo tiene lugar debido a que el municipio de Álamo Temapache se ha posicionado entre los primeros lugares con mayor superficie de hectáreas de cultivo de naranja siendo uno de los

mayores productores a nivel nacional. Esta posición ha tenido lugar ya que cuenta con superficies planas y por su proximidad a los ríos que por las condiciones de humedad genera condiciones idóneas para la producción de naranja.

En el caso de los terrenos ubicados en el municipio de Chicontepec donde se han cultivado árboles de naranja no son muy productivos existen periodos en los que el cultivo requiere de recurso hídrico para un mejor desarrollo de la planta como del producto final.

Para aumentar la productividad en las zonas de cultivo del municipio de Chicontepec se pretende en este proyecto implementar infraestructura de riego para las áreas cultivadas, diseñar una obra de almacenamiento que pueda satisfacer las demandas requeridas por los cultivos en los meses en los que se presente un déficit hídrico. El desarrollo de establecimiento de un distrito de riego no solo beneficia a un sector como el agrícola, las obras complementarias como el mismo embalse, y obras de derivación pueden verse como fuentes de empleo desde la administración del mismo distrito de riego, además de la incorporación de actividades como la pesca o con fines recreativos y turísticos.

1.3. OBJETIVOS GENERALES Y OBJETIVOS ESPECÍFICOS

En el municipio de Álamo temapache las grandes superficies de cultivo de naranja aprovechan el agua que circula principalmente en los ríos Pantepec y Vinasco obteniendo así una mayor producción. En las áreas con cultivo de naranja en el municipio de Chicontepec requiere de infraestructura de riego para aumentar la productividad, para poder satisfacer estas demandas es necesario conocer la disponibilidad hídrica de la zona y aprovechar el accidente topográfico en la región del Salto ubicado entre ambos municipios para la proyección de una presa de almacenamiento.

Objetivo General: Estudiar las condiciones de sitio para proponer la implementación de infraestructura Hidráulica de riego en las áreas agrícolas para el desarrollo potencial del sector citrícola en el municipio de Chicontepec.

Objetivos particulares. Diseñar una presa de almacenamiento para cubrir la demanda de las áreas agrícolas de riego. Mediante la caracterización del sitio y estudios previos.

Crear una fuente de información para la zona que sirva como base para posteriores estudios que impliquen un aprovechamiento racional del recurso hídrico.

Presentar una metodología para el diseño de presas de almacenamiento.

2. ESTUDIO HIDROLOGICO

La Hidrología superficial es base fundamental para el análisis de la obra. Considerando su importancia como la ciencia que estudia principalmente la ocurrencia, la circulación y la distribución del agua en nuestro planeta al igual que los parámetros que intervienen en estos procesos (Mijares, 2012). Las condiciones climatológicas, atmosféricas, topográficas y los recursos naturales intervienen de la mano en el desarrollo particular de la climatología regional.

El ciclo del agua es la fuente principal para el desarrollo de los estudios de hidrología superficial, como se sabe el ciclo hidrológico comprende una serie de fenómenos atmosféricos que se presentan de manera continua, efectuándose cambios en los estados físicos del agua, la importancia de cada una de las fases del recurso indicaran las condiciones idóneas para la implementación de la infraestructura hidráulica y conocimiento de las condiciones hídricas a nivel de cuenca.

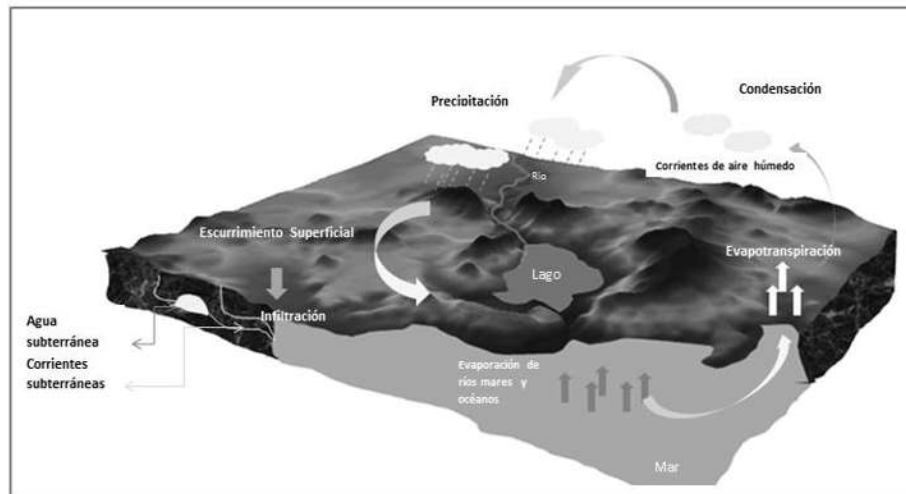


Figura 1.3.1 Ciclo Hidrológico (Fuente Propia)

Esquematisando el concepto del ciclo hidrológico en la Figura 1.3.1 y tomando en cuenta la influencia de la energía solar se puede iniciar desde la fase de evaporación de los cuerpos de agua como los ríos, lagos y océanos; en conjunto el suelo y la vegetación transpiran obteniéndose la evapotranspiración.

En estas dos fases el agua asciende en forma de gas a la atmosfera la cual mediante las corrientes de aire se condensa formando nubes, posteriormente cae a la tierra en forma de precipitación pluvial o granizo. El agua al interceptarse al suelo desciende de las zonas más altas topográficamente hablando por gravedad incorporándose así a los ríos y lagos. Una parte del agua se infiltra en el suelo y

alcanza a llegar a los mantos acuíferos, en un lapso de tiempo el escurrimiento superficial y subterráneo circula hasta llegar nuevamente a los mares y océanos y se repite el ciclo.

2.1. DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El estado de Veracruz por su extensión comprende varias regiones hidrológicas donde las cuencas en su mayoría descargan al Golfo de México. El estado abarca la región hidrológica del Panuco, Tuxpan –Nautla (Norte de Veracruz), Papaloapan y Coatzacoalcos, regiones hidrológicas con claves 26, 27, 28 y 29 respectivamente. El proyecto a desarrollar se encuentra ubicado en un tributario de la subcuenca del Río Vinasco. Perteneciente a la cuenca del río Tuxpan ubicado en la región Hidrológica Numero 27

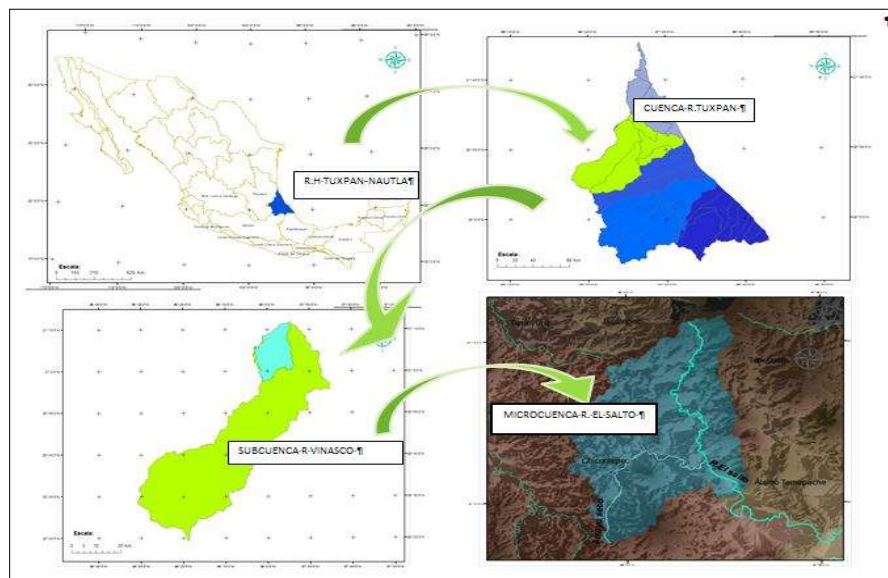


Figura 2.1.1 Ubicación Hidrológica de la Zona de Estudio (Fuente Propia)

La Región Hidrológica Tuxpan-Nautla se inicia desde la barra de Tampico donde continúa en una larga península hacia el sureste por 25 Km para luego tomar dirección al sur y unirse a tierra firme. La superficie mencionada se conoce como laguna de Tamiahua; tiene poca profundidad y en su interior se levantan algunas islas.

Se comunica con el Golfo de México por la bahía de Thanhuijo y 10 km al sur desemboca el río Tuxpan formando una barra; continuando en dirección al sureste con muchos meandros y pantanos pequeños por lo que en temporada de lluvias cubre grandes extensiones.

Geología

El área en que se sitúa la región hidrológica número 27 se encuentra ubicada en la porción sur oriental de la Sierra Madre Oriental. En esta zona se pueden encontrar afloramientos de roca volcánica del Cenozoico medio y superior, con presencia de lutitas y calizas del Jurásico y Cretácico Superior.

Estructuralmente la región estudiada forma parte de los plegamientos de la Sierra Madre Oriental, los que manifiestan grandes estructuras geológicas que constituyen una serie de fallas y fracturas menores

A lo largo de esta zona y en diversos tipos de sedimentos de edades geológicas también distintas; Petróleos Mexicanos ha explorado y explota los principales yacimientos petroleros del país, como son Poza Rica, Cerro Azul, Álamo etc.

Hidrografía

La hidrografía de la región comprende desde pequeños arroyos intermitentes, ríos perenes y lagunas por destacar algunos principalmente la laguna de Tamiahua, Río Tuxpan, Río Cazones Río Tecolutla, Río Tcuantepec, Río Necaxa, Río Nauta, Río Misantla.

Cuenca del Río Tuxpan

La cuenca del Río Tuxpan se encuentra ubicado geográficamente entre los 20°18 y 21°15 latitud norte y entre los 97°17 y 98° 32 longitud oeste ; tiene un área de aproximadamente 5899 Km², distribuida entre los estados de Hidalgo , Puebla y Veracruz

Esta corriente nace en el estado de Hidalgo con el nombre de Río Pantepec, a una elevación de 2750 msnm, al oeste de Tenengo de Doria; se forman las aportaciones de los ríos Blanco y Pahuatlan; aguas abajo por la margen izquierda concurren los arroyos Rancho Nuevo y Beltrán, cuyo principal afluente es el arroyo Grande. Estas corrientes afluyen al colector entre los 100 y 80 msnm, aproximadamente donde inicia la planicie costera. A menos de 50 m de altitud confluye el río Vinasco, principal afluente del Pantepec. Este río nace en el estado de Veracruz a 550 msnm con la aportación por la margen izquierda del río Chiflón. Aguas abajo de la confluencia, por la margen derecha afluye el río Mequetla, que se forma en los límites del estado de Veracruz y Puebla; aguas abajo por su margen izquierda afluye el río Buenavista que nace de la sierra de Tantima y Otontepec. A partir de esta confluencia y a la altura del poblado Rancho Nuevo, el Río Tuxpan vuelve a cambiar dirección hacia el oriente, formando una serie de meandros y capturando por la margen izquierda al arroyo Ojitos y por la derecha al arroyo Tecomate que nace a 5 km al sureste de la población de Castillo de Teayo.

Finalmente el río Tuxpan desemboca al Golfo de México en el sitio denominado Barra de Tuxpan. (J.A Agustin Perez Sesna, 205)

Cabe destacar que en la cuenca del río Tuxpan solo se ha construido un vaso de almacenamiento que es la presa la Mesilla, sobre el río chiflón, afluente del Vinasco. Debido a esta situación es conveniente construir más obras de aprovechamiento hidráulico para utilizar las altas precipitaciones y lo accidentado del terreno drenado por los ríos Pantepec y Vinasco, así como sus afluentes. En las márgenes del río Tuxpan se localizan extensas áreas planas que pueden ser habilitadas para distritos de riego, lo cual permitirá aumentar la producción agrícola del estado de Veracruz.

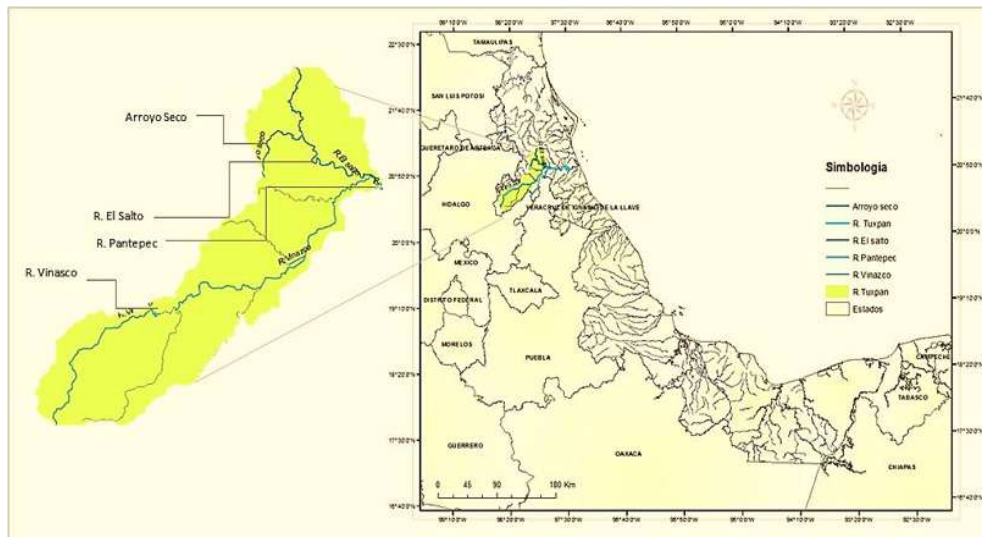


Figura 2.1.2 Subcuenca del río Vinasco (Fuente Propia)

Microcuenca El Salto

La microcuenca se encuentra ubicada dentro de la cuenca del río Tuxpan, la corriente es un tributario del río Vinasco. La corriente principal de esta microcuenca es conocida por los pobladores como río El salto principalmente porque se encuentra en las inmediaciones de pequeños poblados con el nombre de El salto Viejo y Salto Nuevo. Sin embargo el cauce nace aguas arriba a partir del municipio de Tepezintla Veracruz. El aprovechamiento hídrico de este proyecto abarca los municipios de Chicontepec, Ixcatepec, Álamo, Colindando al norte con el municipio de Tantoyuca, al sur con Ixhuatán de Madero al este con Tuxpan y al oeste con el Estado de Hidalgo.

2.2. PARAMETROS MORFOLÓGICOS DE LA CUENCA

El conocimiento de las condiciones de sitio es muy importante al realizar estudios de Hidrología superficial, además de las visitas a campo como ingenieros civiles es importante contar con herramientas que complementen la creación de información y la representación de los mismos; es por ello que en este proyecto se hace uso de Sistemas de información Geográfica (SIG) para la determinación de algunas características de la microcuenca ,haciendo uso de la Herramienta Arc Map del Software Argis en su versión 10.5. Para conocer estas características fue necesario trabajar con modelos digitales de elevación (MDE), en este caso a una escala de 1:50000 y con una resolución de 15 m.

Para la creación de la microcuenca fue necesario obtener 4 cartas topográficas con claves F14D43, F14D44, F14D53, F14D54 ya que la subcuenca se encontraba entre estas cartas fue necesario unirlas mediante el programa.

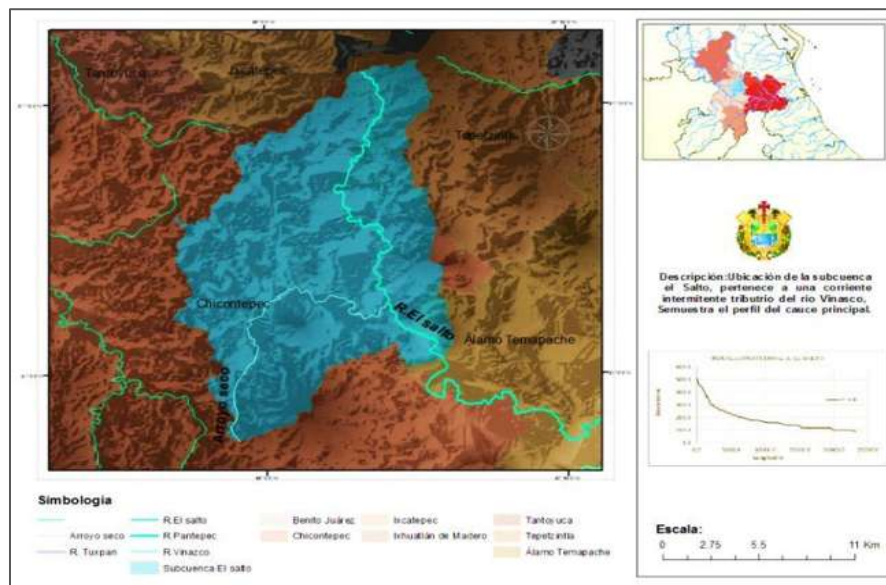


Figura 2.2.1 Microcuenca Rio el Salto

La región en la que se ubica la microcuenca el salto presenta un clima Cálido – Sub Húmedo con altas precipitaciones en los meses de Junio, Julio, Agosto y Septiembre sin embargo llegan a presentarse periodos de sequias en los meses de Abril y Mayo, las condiciones climáticas llegan a ser muy variables por lo que no se tiene una estación seca muy bien definida.

La microcuenca se puede clasificar como intermedia a pequeña de acuerdo a su área. Aunque el cauce es una corriente intermitente su nivel es muy significativo

para el vaso de almacenamiento que se desea proyectar, considerando su incremento con las lluvias torrenciales que se presentan frecuentemente en la zona, y por la gran cantidad de arroyos que lo alimentan.

Tabla 2.2.1. Clasificación de cuencas en función del área

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

La microcuenca drena una superficie alrededor de 255.76 km², tiene un perímetro de 90.4 km. Su centroide se encuentra en las coordenadas (606848.3 ,2330687.6) en sistema UTM; debido a la serie de arroyos existentes al interior de la microcuenca es de un Orden 6. Ubicándose la elevación máxima a los 513 msnm y la mínima a los 84 msnm.

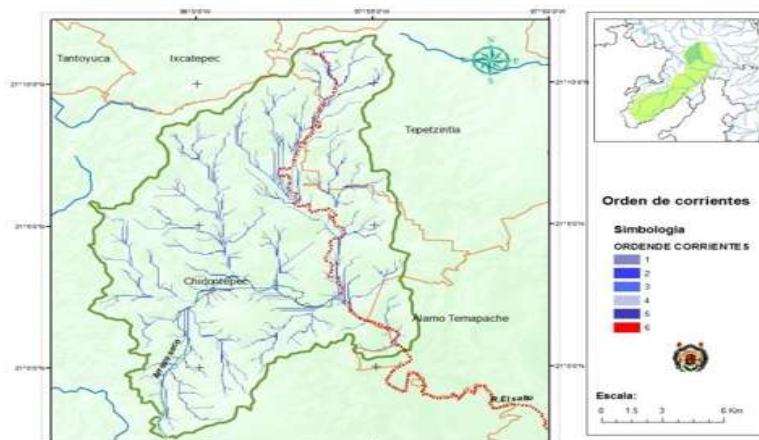


Figura 2.2.2 Orden de Corrientes (Fuente Propia)

Por otra parte el río El Salto presenta una longitud de 23.13 km hasta el sitio donde se ubicara la boquilla de la presa, la obtención de la pendiente se determinó mediante los métodos de pendiente uniforme, compensación de áreas y Taylor-Schawrz. Dichas características se resumen en la siguiente tabla.

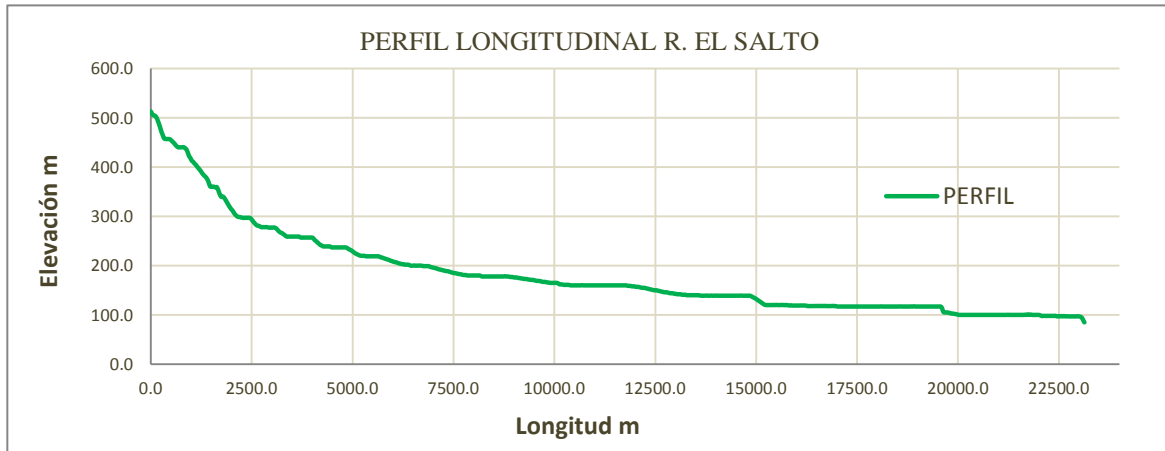


Figura 2.2.3 Pendiente del cauce (Fuente Propia)

Tabla 2.2.2 Parámetros Morfológicos de la Microcuenca el Salto

Parámetros Geomorfológicos	Valor
Área	255.7 km ²
Perímetro	90.4 m
Elevación Máxima	513 msnm
Elevación Mínima	84 msnm
Longitud del Cauce Principal	23133.8 m
Orden de corriente	Orden 6
Centroide	(606848.3 ,2330687.6) UTM
Pendiente del cauce principal	
Pendiente Uniforme	1.85 %
Pendiente Ec Taylor Schawrz	1.32 %

2.3. SELECCIÓN DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS

Para la obtención de la precipitación media anual de la microcuenca se realizó cuantificaciones con la ayuda de métodos estadísticos, previamente fue necesario contar con información de precipitaciones. Para ello se consultó la base de datos climatológicos CLICOM del Sistema meteorológico Nacional, del cual se encarga la Comisión Nacional del Agua (CNA). Esta base de datos aporta información climatológica de las estaciones meteorológicas a nivel nacional. La Tabla 2.3.1 se muestra las 21 estaciones preseleccionadas por su distancia a la zona de estudio.

Tabla 2.3.1 Estaciones Climatológicas (Fuente CLICOM)

COORDENADAS (UTM)		INFORMACION GENERAL						
x	y	ZONA	ELEVACIÓN	CLAVE	NOMBRE	SITUACIÓN	AÑOS	AÑOS EFECTIVOS
583145.07	2322355.67	14	611	30207	CHICONTEPEC DE TEJADA	S	35	24.3
583145.07	2322355.67	14	291	30041	CHICONTEPEC DE TEJADA (SMN)	O	64	62.3
583200.33	2311287.65	14	2202	30016	BENITO JUAREZ	O	35	24.3
583200.33	2311287.65	14	640	30261	175 TLACOLULA	S	16	14.5
583089.56	2333423.81	14	243	30278	075 IXCANELCO	S	2	1.7
624721.40	2322615.74	14	80	30356	LA PALMA	S	2	1.6
624729.71	2321508.83	14	48	30361	SOMBRETE	O	27	25.6
624886.83	2300477.81	14		30382	ZONTECOMATLAN	O	28	14.7
572895.91	2289103.80	14	971	30381	ZILACATIPAN	S	6	5.2
552135.99	2266892.55	14	2168	30067	HUAYACOCOTLA	O	48	29.6
552135.99	2266892.55	14	2266	30359	PALO BENDITO	O	29	27.5
635205.95	2311627.68	14	19	30006	ALAMO	O	44	43.7
635025.90	2333766.49	14	80	30360	PORTERO DEL LLANO	S	9	3
603863.37	2333541.29	14	173	30071	IXCATEPEC	O	51	42.7
582977.78	2355560.49	14	77	30169	TANTOYUCA	O	86	51.1
562232.68	2355468.42	14	57	30130	PLATON SANCHEZ	O	51	46.5
510371.98	2355353.34	14	205	30169	TANTIMA	S	44	43.4
614096.89	2355747.93	14	220	30350	CITLALTEPTL	O	31	17.7
624554.46	2344754.17	14	185	30465	PRESA EL MORALILLO	O	9	4
655802.42	2333949.29	14	50	30375	CHALAHUITE	O	14	10.7
645800.04	2289576.12	14	77	30307	CASTILLO DE TEAYO	S	10	8.8

Posteriormente para la selección de estaciones, se tomaron los siguientes criterios.

- Cercanía a la cuenca de estudio
- Contar con estaciones en operación
- Que el periodo de registro de precipitaciones sea mayor a 20 años
- Las estaciones deben de contar con más del 50 % de los datos en los periodos de registro.

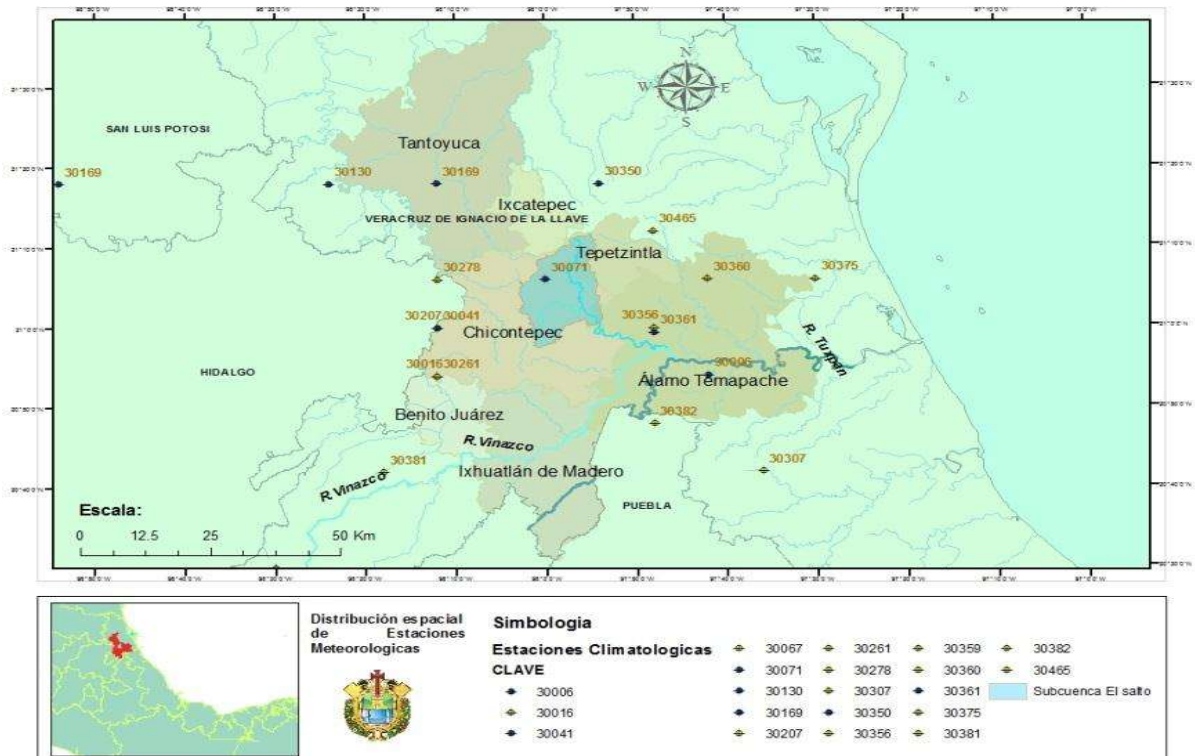


Figura 2.3.1 Distribución geográfica de las estaciones climatológicas (Fuente Propia)

La organización Mundial de Meteorología recomienda para conocer el número de estaciones de estudio es necesario contar con datos de los días de tormenta al año y el escurrimiento medio anual (Mijares, 2012). Sin embargo esta consideración para el estudio limitaba a dos estaciones por lo que se decidió utilizar los criterios antes mencionados obteniendo así 7 estaciones climatológicas.

Tabla 2.3.2. Estaciones de estudio

ESTACIÓN	COORDENADAS UTM		CLAVE	ZONA	ELEVACIÓN	SITUACION	AÑOS DE REGISTRO	AÑOS EFECTIVOS
	x	y						
SOMBRETE	624729.71	2321508.83	30361	14	48	0	27	26
ALAMO	635205.95	2311627.68	30006	14	19	0	44	44
PLATON SANCHEZ	562232.68	2355468.42	30130	14	57	0	51	47
CHICONTEPEC DE TEJADA (SMN)	583145.07	2322355.67	30041	14	291	0	64	62
CITLALTEPTL	614096.8942	2355747.93	30350	14.00	220	0	31	18
TANTOYUCA	582977.78	2355560.49	30169	14	77	0	86	51
IXCATEPEC	603863.37	2333541.29	30071	14	173	0	51	43

A partir del filtro realizado con los criterios se hace una distribución espacial de las 7 estaciones sobre el área de estudio. Es importante para los posteriores cálculos de validación de datos contar con al menos una estación principal. Para conocer cuáles serán las estaciones principales, se consideró analizar la distribución temporal de las series de precipitación de las estaciones además de su influencia sobre la cuenca con el método de Polígonos de Thiessen, en base a los resultados se eligió a la estación 30071 Ixcatepec por su mayor influencia sobre la cuenca y la estación 30361 El Sombrerete, debido a su registro histórico de precipitaciones y su cercanía a la zona de riego.

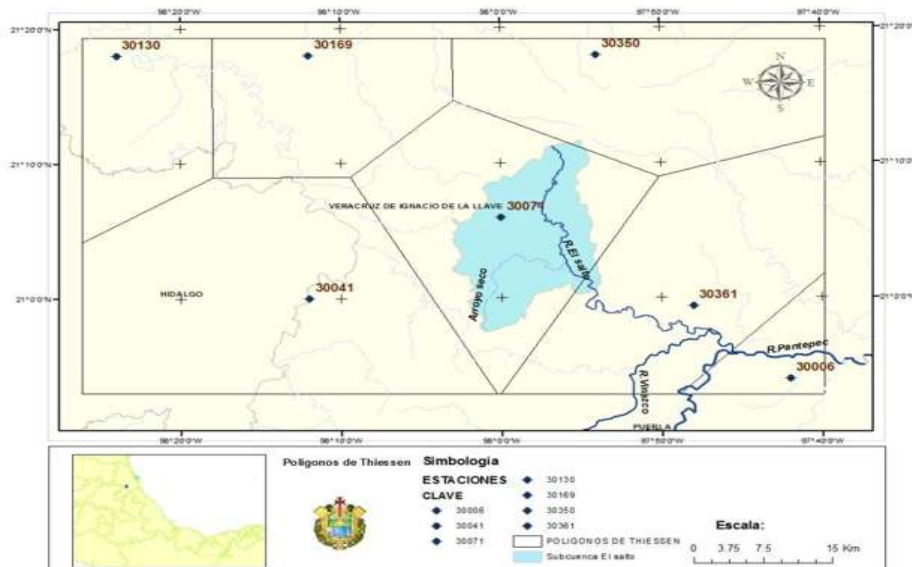


Figura 2.3.2 Mapa de Polígonos de Thiessen (Fuente Propia)

2.4. CONSISTENCIA Y VALIDACIÓN DE LAS SERIES DE PRECIPITACIÓN

Una vez realizado la selección de estaciones se evalúa la información que contienen, en muchas ocasiones la información disponible no es del todo confiable debido a que no todas las series están completas, existen días, meses o incluso años en los que no se realizó registro de la precipitación, aquí incluye varios factores como la no operación por problemas del equipo, ausencia del operador, por robo del equipo etc. Esta escasez de datos afecta la distribución de la serie por lo que es necesario realizar una estimación de la información faltante. Siendo así primeramente hay que conocer el comportamiento de las series de precipitación de cada estación.

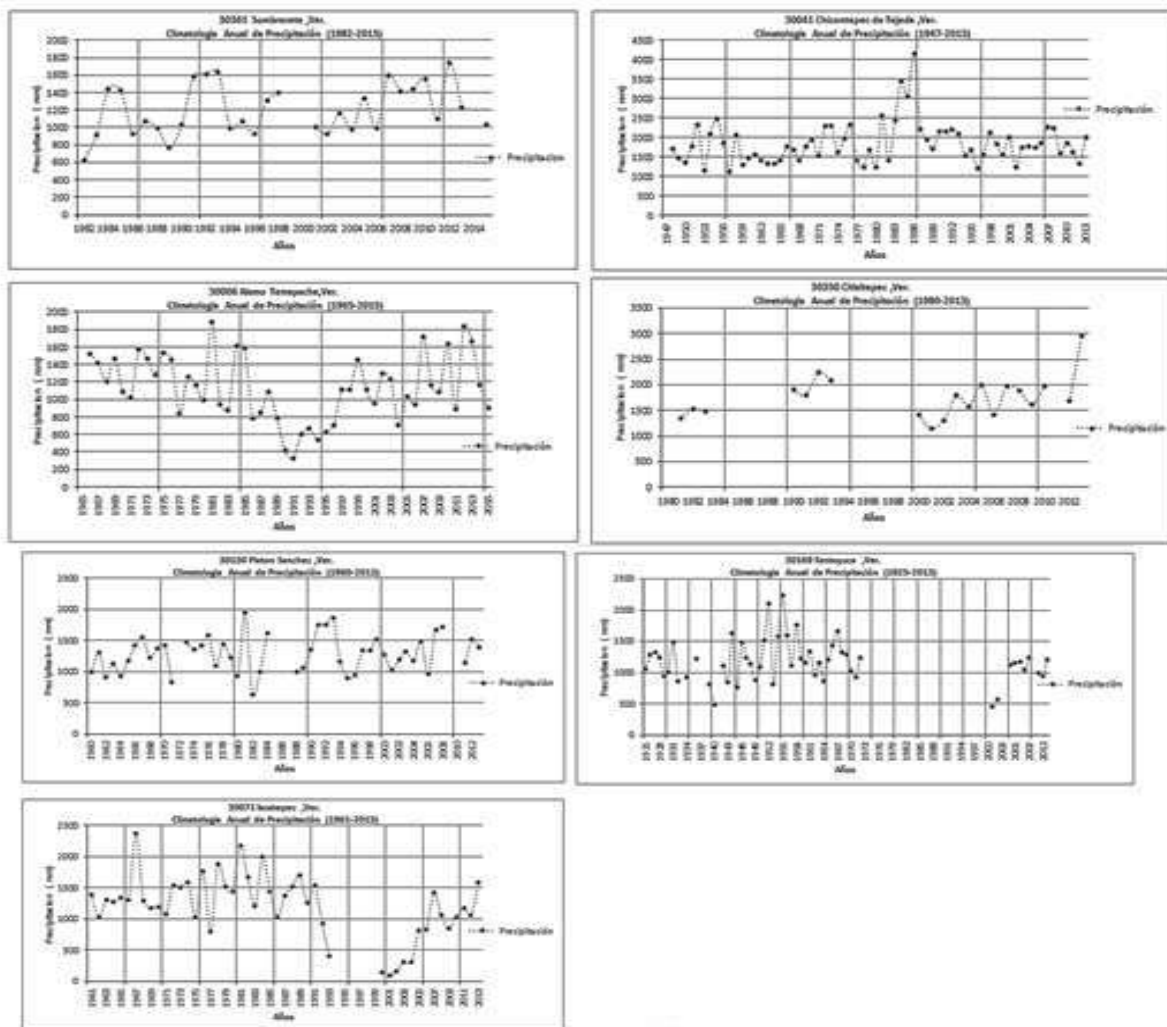


Figura 2.4.1 Series Anuales de Precipitación (Fuente Propia)

Se observa claramente que la mayoría de las estaciones presentan la ausencia de datos, sin embargo existen estaciones que presentan una similitud en el comportamiento de las series, por lo que esta deficiencia puede ser compensada con la información de las estaciones que presenten mayor similitud en el comportamiento de los registros de precipitación aplicando diversos métodos para la validación de los datos.

Curva Masa doble

Uno de los métodos más conocidos para la validación de los datos de precipitación es el método de Curva Masa doble. Al no contar con algunos registros en la serie estas pueden ser inconsistentes; el tercer criterio para la selección de estaciones permitirá conocer la variación de los datos climatológicos en un periodo más largo, haciendo una evaluación de los registros de las estaciones circundantes que si cuentan con un dato.

El método consiste en una representación gráfica de los datos acumulados anuales de la estación en el cual se determinara la consistencia contra los acumulados promedios de las demás estaciones y se determina el comportamiento, la tendencia deberá ser lineal para poder validar los datos de la estación, de lo contrario se desecharía la estación de estudio.

Para la aplicación del método se obtuvo la precipitación acumulada anual de cada una de las estaciones principales mencionadas en el apartado 2.3 y frente al promedio de la precipitación acumulada de las 5 estaciones restantes que funcionan como estaciones circundantes.

Finalmente los resultados se pueden observar en la siguiente tabla. De manera independiente se puede visualizar la consistencia de cada estación en el Anexo 1. Los resultados de la curva masa indican que existe una buena distribución de los pares de puntos acumulados por lo que las series de precipitación son consistentes.

Tabla 2.4.1. Determinación de la Curva masa Doble

Año	ESTACION PRINCIPAL	Pp ANUAL ACUMULADA (mm)	ESTACIONES AUXILIARES							Pp ANUAL ACUMULADA (mm)
			30006	30130	30041	30350	30169	30071	PROMEDIO	
2004	982.2	982.2	708	1168.5	1774	1583.5	447.6	307.7	998.2	998.2
2005	1334.6	2316.8	1037.6	1488.5	1743	2005.2	1132.4	821.1	1371.3	2369.5
2006	993.4	3310.2	937	964.7	1862	1391.1	1150.9	839.7	1190.9	3560.4
2007	1601.6	4911.8	1723.2	1677.7	2263	1995.1	1191.7	1421.6	1712.1	5272.5
2008	1412	6323.8	1171.6	1713.1	2242	1887.3	1047.3	1067.1	1521.4	6793.9
2009	1445.4	7769.2	1082	965.1	1581	1608.3	1241.1	849.4	1221.2	8015.0
2010	1557	9326.2	1635.2	1639.8	1861	1980.7	1029	1025.5	1528.5	9543.6
2011	1098.9	10425.1	892.5	1114.1	1625	474.8	993.5	1174	1045.7	10589.2

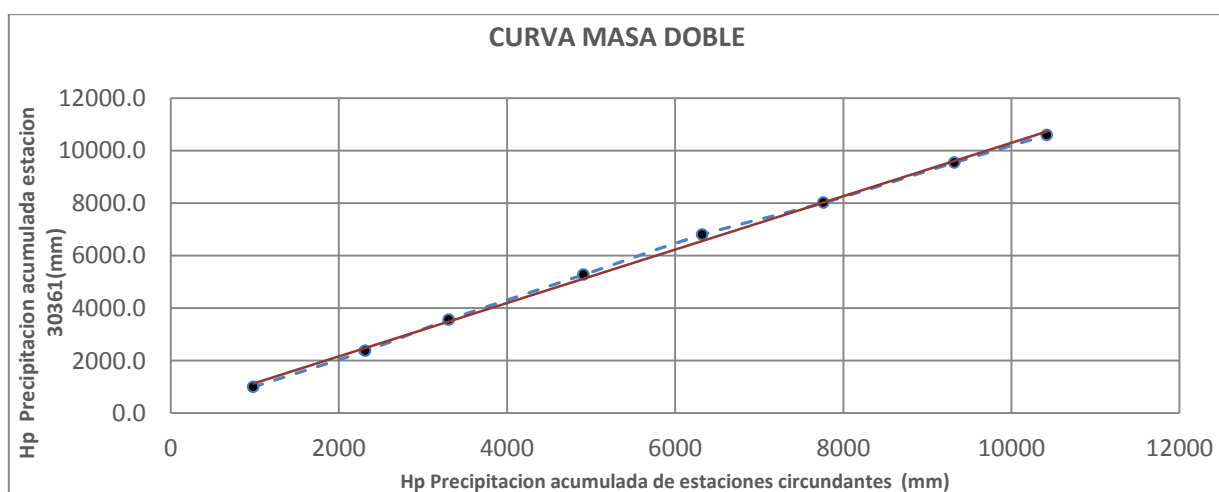


Figura 2.4.2 Curva masa doble (Fuente Propia)

Coefficiente de correlación espacial

Validado la consistencia de los datos de precipitación el siguiente paso fue estimar los datos faltantes de la serie histórica. Este proceso se realiza revisando los periodos en los que la estación principal no cuente con registro y es importante calcularlos con la ayuda de estaciones circundantes que si cuenten con dato.

Previo a realizar el llenado un criterio a considerar para obtener valores más cercanos a los registrados es obteniendo las correlaciones entre estaciones, al determinar el coeficiente de correlación si este es cercano a 1 significa que existe una dependencia de los datos; debido a que los datos en la hidrología pueden variar de una estación a otra un valor mayor o igual a 0.75 significa que existe una buena correlación.

El coeficiente de correlación espacial, es un índice que mide el grado de covarianza entre distintas variables relacionadas linealmente, se cuantifica el grado de información común que se presentan entre estaciones. Valores más altos de correlación espacial significa que hay más afinidad entre los datos de las estaciones de estudio. En la literatura el coeficiente de correlación se identifica con la variable r_y se obtiene mediante al promedio de los productos de las puntuaciones diferenciales de cada caso desviaciones de la media entre dos variables correlacionadas. (Almanza Campos Jose Alfonso, 2012)

La ecuación de correlación es:

$$r_{xy} = \frac{\sum x_i y_i}{n S_x S_y}$$

Dónde:

- x_i, y_i se refieren a la estación principal y circundante respectivamente
- n número de casos
- $S_x S_y$ desviaciones estándar de cada variable

Realizando una matriz de correlaciones se obtuvieron buenos resultados con la estación principal obteniendo correlaciones entre los 0.75- 0.88 lo que indica que existe una dependencia de los datos, con la ayuda de esta matriz de correlaciones se procedió a realizar el llenado de datos.

$\left\{ \begin{array}{l} 30361 \\ 30006 \\ 30130 \\ 30041 \\ 30350 \\ 30169 \\ 30071 \end{array} \right\}$	[1	0.88	0.87	0.80	0.76	0.73	0.77
	0.88	1	0.81	0.73	0.75	0.64	0.68	
	0.87	0.81	1	0.78	0.74	0.72	0.75	
	0.80	0.73	0.78	1	0.64	0.66	0.66	
	0.76	0.75	0.74	0.64	1	0.62	0.69	
	0.73	0.64	0.72	0.66	0.62	1	0.78	
	0.77	0.68	0.75	0.66	0.69	0.78	1	

2.5. DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES (LLENADO DE DATOS)

En la hidrología superficial existen diversos criterios y métodos para la deducción de datos faltantes, no existe una norma como tal para la estimación de estos datos por lo que queda a criterio del proyectista, sin embargo se pueden complementar los métodos para obtener resultados más favorables, los resultados claramente se verán afectados en el comportamiento de las series de precipitación, por lo cual para el llenado de datos se realiza con aquellas estaciones que presentaron mayor correlación entre las mismas ya que los datos son más afines. Entre los criterios para la deducción de datos se presentan los siguientes:

a) Si la precipitación media anual de cada una de las estaciones circundantes difiere en menos del 10% de la registrada en la estación de estudio, los datos faltantes se estiman haciendo un promedio aritmético de los registrados en las estaciones circundantes.

a) Si la precipitación media anual de cualquiera de las estaciones circundantes difiere en más del 10%, se usa la formula.

$$h_{px} = \frac{1}{n} \left[\frac{p_x}{p_1} h_{p1} + \frac{p_x}{p_2} h_{p2} + \dots + \frac{p_x}{p_n} h_{pn} \right]$$

Donde

- h_{pi} = altura de precipitación registrada del día en cuestión en la estación auxiliar i
- h_{px} = altura de precipitación faltante en la estación en estudio
- p_i = precipitación media anual de la estación auxiliar i
- p_x = precipitación media anual de la estación en estudio
- n = número de estaciones auxiliares

Para obtener resultados confiables, es recomendable que el número de estaciones auxiliares n sea como mínimo tres (Mijares, 2012).

Uno de los métodos más comunes en la hidrología para el llenado de datos es conocido como regresión lineal simple, está basado en la suposición de dos variables que se relacionan linealmente, el método consiste en estimar el valor de una variable, denominada variable dependiente (dato de estación principal), a partir del valor de la otra que se llama variable independiente (Dato de estación Circundante). Conociendo la afinidad de datos entre las estaciones, en el modelo se considera como variable x a los datos de la estación principal y (Y) a los valores de las estaciones circundantes la representación de este modelo se expresa con la ecuación.

$$\hat{y} = \alpha + \beta x$$

Esta ecuación representa una relación adecuada entre las dos variables y cuáles son los valores de los parámetros α y β que hacen que la representación sea la mejor posible. Los parámetros de α y β resultan de la deducción grafica de la distribución de datos en donde el error debe de ser mínimo, obteniéndose dos ecuaciones normales para cada uno de los parámetros. Su solución en términos de α y β , es:

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

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

En la siguiente tabla se muestran las ecuaciones obtenidas para el llenado de datos de las series de precipitación. En el cálculo de la precipitación media anual la deducción de los datos faltantes se realiza con la información de los acumulados mensuales de precipitaciones registradas en las distintas estaciones.

Tabla 2.5.1. Ecuaciones de llenado mediante el método regresión lineal

Estaciones Principal	Estaciones Circundantes	Ecuación de llenado
30361	30006	$y = -3.372+1.012 x$
	30130	$y = 28.29+0.74x$
	30041	$y=105.99+0.288x$
	30350	$y=91.83+ 0.34x$
30071	30169	$y=16.186+0.76x$

Con la ayuda de las ecuaciones se realizó el llenado de datos obteniendo la precipitación promedio mensual de las estaciones de estudio.

Tabla 2.5.2. Precipitación media mensual para las estaciones de estudio

Estación / Mes	Precipitación Mensual Calculada (mm)											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
30361	32.20	43.31	26.53	53.91	78.18	129.26	196.60	154.75	260.45	149.05	73.08	38.15
30006	25.71	37.33	28.35	45.08	58.08	115.19	165.87	164.26	224.53	124.19	50.14	33.27
30130	38.87	36.42	25.35	68.33	87.21	145.99	238.39	154.49	256.96	168.11	76.42	42.08
30041	76.17	72.20	73.56	90.36	101.27	178.18	230.37	189.81	301.81	186.65	123.62	100.09
30350	82.71	86.78	61.15	79.94	95.43	171.70	209.29	164.00	293.39	194.77	120.59	86.43
30169	34.22	34.52	23.51	37.52	49.92	96.90	146.14	97.76	169.51	96.47	50.91	36.03
30071	113.50	52.50	8.00	18.00	189.50	50.50	237.00	132.90	270.50	59.00	47.00	34.00

Gráficamente la información mostrada en la tabla 2.5.2 muestra un alto registro de precipitaciones a partir de los meses de junio a Octubre y un descenso a en los meses de noviembre hasta mayo, por lo que este déficit en los meses secos se pueden compensar si se contara con obras de almacenamiento en la zona.

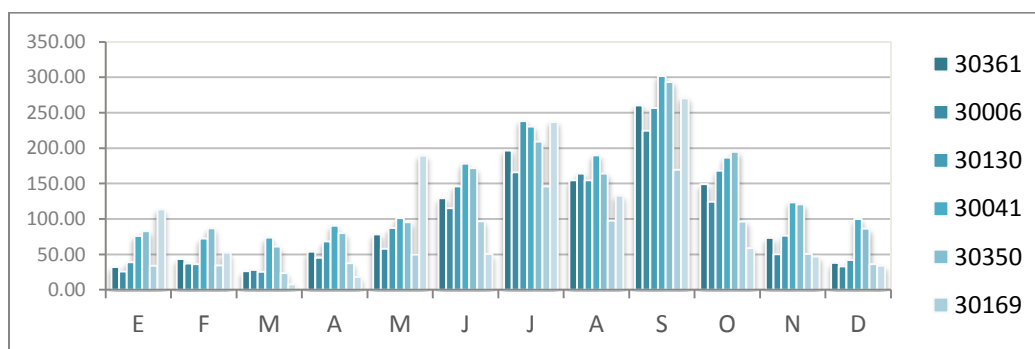


Figura 2.5.1 Precipitación Mensual Anual (Fuente Propia)

2.6. DETERMINACION DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL

Para estimar la precipitación media anual de la microcuenca una vez obtenido las precipitaciones anuales de cada estación climatológica se aplicaron los métodos existentes, la precipitación media sobre un área de cuenca específica puede obtenerse a partir de la información disponible y la precisión dependerá mucho de las estaciones climatológicas que se consideren en el estudio. Básicamente existen tres métodos para la estimación de la precipitación media anual, tales métodos son:

- Método de promedio Aritmético
- Método de polígonos de Thiessen
- Método de las isoyetas

Método de promedio aritmético

Este método puede resultar el más simple ya que la precipitación media anual de la cuenca se obtiene realizando un promedio aritmético de la precipitación media anual de las estaciones consideradas en el estudio. El método es factible en zonas planas y en donde las variaciones de precipitación no son muy fuertes, este no es el caso de las estaciones de estudio ya que en la Figura 2.4.1 se puede observar claramente que el comportamiento de cada serie presenta diferencias de una estación respecto a otra. Para este método es indispensable contar con un gran número de estaciones efectivas en el área de la cuenca y que estén distribuidas uniformemente.

Aplicando la siguiente metodología se obtuvo una precipitación de 1258 mm anuales.

Tabla 2.6.1. Calculo de la precipitación media anual método de promedio aritmético

Estaciones meteorológicas		PMA
CLAVE	NOMBRE	mm
30361	SOMBRETE	1235.46
30006	ALAMO	1071.99
30130	PLATON SANCHEZ	1338.63
30041	CHICONTEPEC DE TEJADA (SMN)	1724.08
30169	TANTOYUCA	873.40
30350	CITLALTEPTL	1646.18
30071	IXCATEPEC	914.36
		PMA
		1258

Método de polígonos de Thiessen

Este método se desarrolló por A.H. Thiessen (1911) trata de tomar en cuenta la distribución no uniforme de las estaciones en la zona de estudio, mediante la ponderación de cada uno de ellos. El método consiste en realizar un mapa de distribución espacial de estaciones meteorológicas y la cuenca misma para realizar el análisis, formando triángulos con las estaciones más próximas entre ellas y posteriormente trazar las mediatrices y bisectrices perpendiculares a cada lado de los triángulos formados, definiendo así unos polígonos alrededor de cada estación.

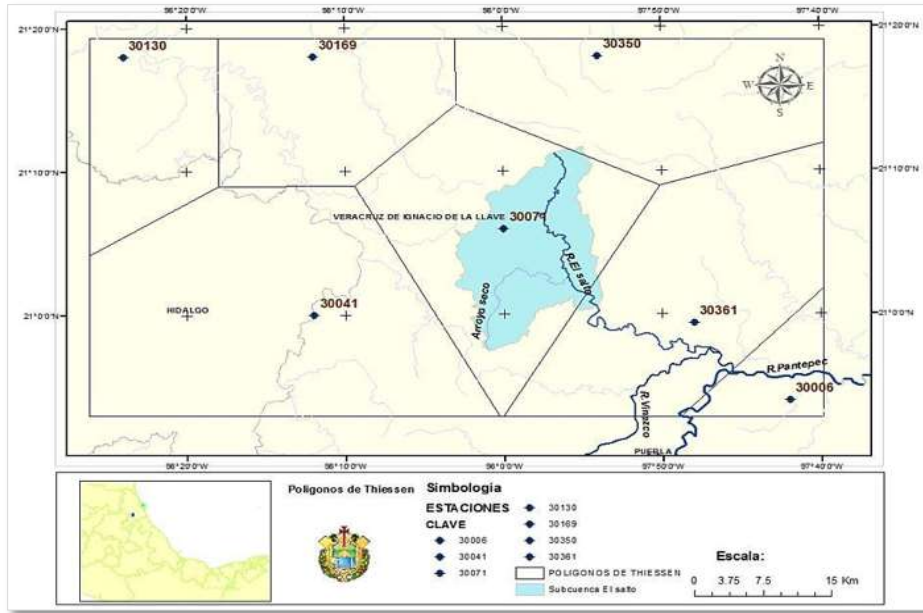


Figura 2.6.1 Mapa de 'polígonos de Thiessen

Con este método la precipitación media anual se obtiene mediante la ecuación:

$$\overline{hp} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi}$$

Dónde:

- A_i = Area de influencia de la estacion i en km^2
- A_T = Area total de la cuenca km^2
- h_{pi} = Precipitacion calculada en la estacion i

Para este método el cálculo de la precipitación media anual estará en función del área de influencia de la cuenca dentro de los polígonos y la precipitación de la estación correspondiente a dicha área de influencia, para este caso son tres estaciones las que se toman en cuenta para determinar la precipitación media. Finalmente se obtiene una precipitación media anual de 923.87 mm

Tabla 2.6.2. Calculo de la precipitación media anual, mediante polígonos de Thiessen

Estaciones meteorológicas				
CLAVE	NOMBRE	hpi	AREA (i)	hpi*Ai
		mm	km2	Mm
30361	SOMBRETE	1235.459	5.804	7171.809
30071	IXCATEPEC	914.355	249.172	227832.263
30350	CITLALTEPTL	1646.183	0.779	1283.175
		AREA	255.757055	236287.249
				923.873

$$\overline{hp} = \frac{1}{255.76} (7171.80 + 227832.26 + 1283.17 + 236287.24) = 923.87 \text{ mm}$$

Método de las curvas isoyetas

Es uno de los métodos más utilizados consiste en realizar un mapa de distribución de estaciones en la zona de estudio y la cuenca al igual que las alturas de precipitación calculadas o registradas, posteriormente se trazan líneas de igual altura de precipitación (Curvas Isoyetas). La precipitación promedio sobre el área se evalúa ponderando la precipitación entre isoyetas sucesivas (comúnmente se toma el promedio) por el área entre isoyetas figura 2.6.2.

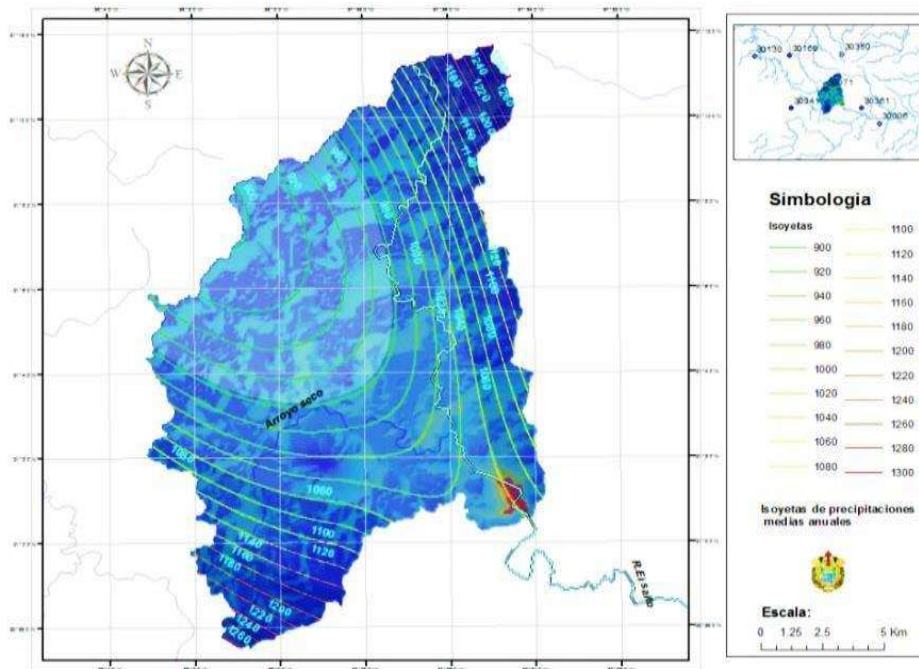


Figura 2.6.2 Mapa de isoyetas

Esta cuantificación se realiza con la siguiente ecuación.

$$\overline{hp} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^{n'} (\overline{h_{pi}} A'_i)$$

Dónde: n' = número de áreas A'_i consideradas

El método de las isoyetas resulta ser el más útil y más efectivo debido a que existe una mayor discretización en las variables del método, en el caso de la aplicación del método en el proyecto algunas áreas pequeñas se encontraban entre la misma curva de precipitación por lo que fue necesario sumarlas. El comportamiento de la precipitación en la cuenca muestra que en las zonas con mayor elevación hay más precipitación que en las partes más bajas por lo que la precipitación media anual a considerar en este proyecto es calculada con este método obteniendo una precipitación media anual de 1030 mm.

Tabla 2.6.3. Precipitación media (isoyetas)

AREA Km	$\overline{h_{pi}}$	A*Hp	PMA (mm)
72.7	930	67568.6	1030
4.0	1265	5105.4	
8.5	1175	10007.3	
1.4	1250	1736.8	
12.8	1140	14598.5	
23.8	1105	26301.6	
97.3	1019	99111.5	
35.3	1105	38994.5	
255.8		263424	

2.7. CALCULO DEL ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL

En el análisis de los componentes del ciclo hidrológico una de las fases que implica un gran número de factores es la determinación del escurrimiento superficial, se sabe que no toda la precipitación se infiltra, una parte de ella es aprovechado por las plantas y el resto escurre. Conocer estas características permite relacionar el fenómeno lluvia- escurrimiento. El coeficiente de escurrimiento es un factor que depende de las condiciones de sitio como las características del uso y tipo de suelo, además de la topografía.

De manera idónea para conocer los escurrimientos a nivel de cuenca se requiere de estaciones de aforo, debido a que no todas las cuencas están aforadas existen métodos que se pueden desarrollar a partir de la información pluviométrica. Para el desarrollo de cada metodología es indispensable contar con la siguiente información.

Información Edafológica.

Muestra las características del suelo del sitio de estudio, esta información se obtuvo a partir de información vectorial de INEGI en formato (shp). Muestra la distribución de los tipos de suelo, es importante reclasificar las características de acuerdo a la clasificación del USSCS. Esta reclasificación se puede realizar con ayuda de algún sistema de información geográfica (SIG), en la zona de estudio predomina el suelo de tipo Vertisol, seguido de Fozen. La clasificación de tipos y uso de suelo para implementar estas metodologías se encuentran en el anexo 2

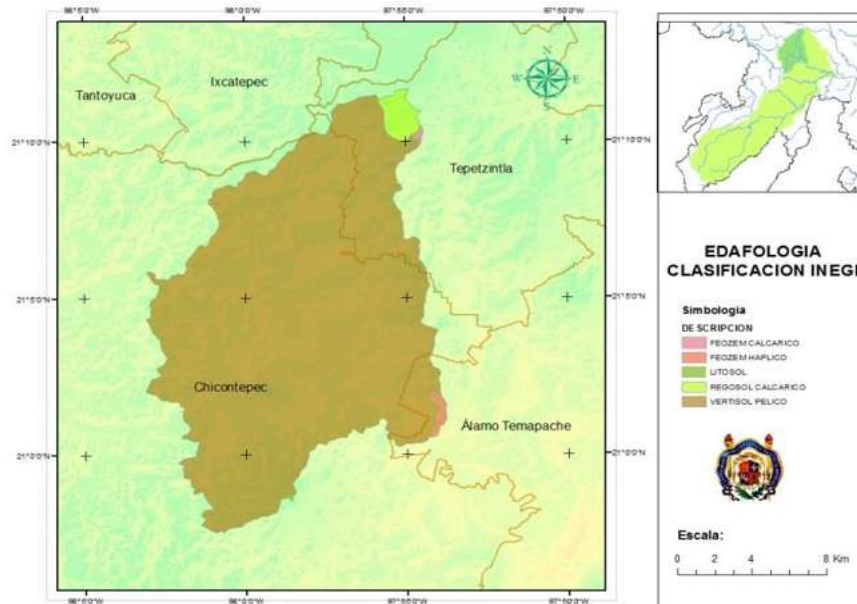


Figura 2.7.1 Mapa edafológico de la Microcuenca el Salto (Fuente Propia)

Topografía (Pendientes)

Principalmente para el método de número de curva es necesario conocer las pendientes de la cuenca se consideran las <1 y > 1 , se determinó en este caso con el modelo digital creado en la delimitación que abarcaba la zona de estudio.

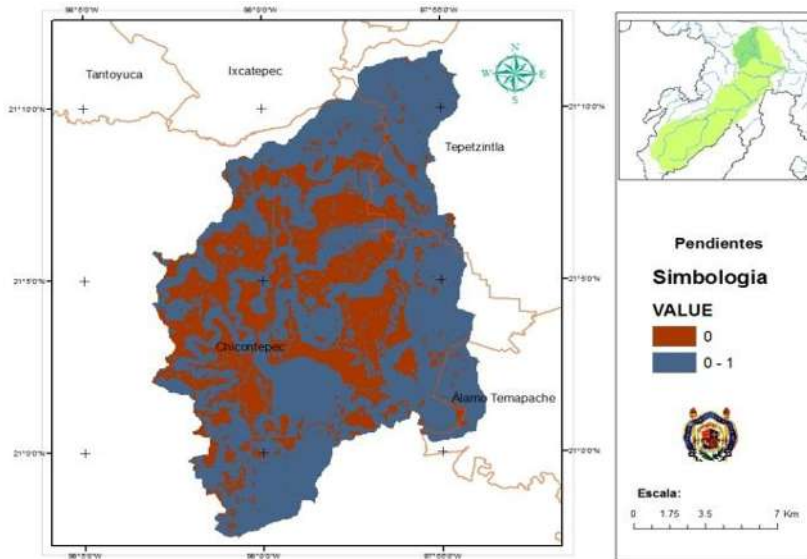


Figura 2.7.2 Mapa de pendientes (Fuente Propia)

Uso de suelo.

La caracterización de los usos de igual manera se conocieron gracias a la información vectorial en formato SHP de INEGI, sin embargo se requiere reclasificar las características del uso de acuerdo a cada método a desarrollar para la obtención del coeficiente de escurrimiento y número de escurrimiento, si bien la información de entrada a un sistema de información geográfica es muy útil, ya que la mayor parte abarca grandes superficies, es recomendable realizar las visitas a campo. Para el proyecto se realizó las visitas a campo donde se tomaron fotografías significativas para la toma de decisiones en la reclasificación de los usos de suelo.

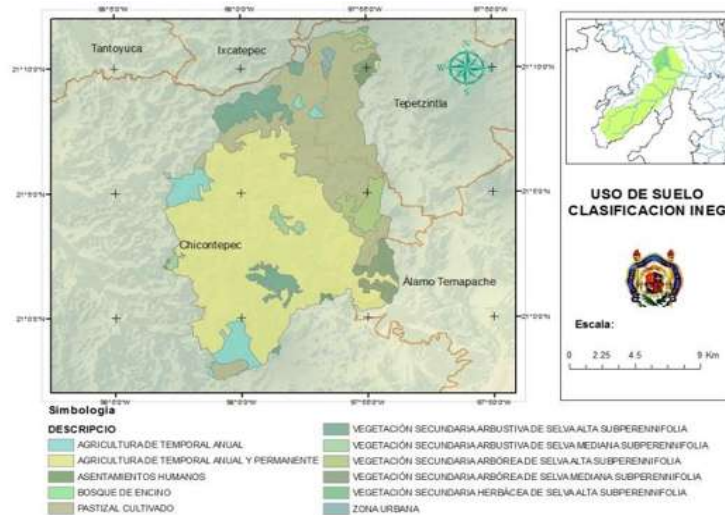


Figura 2.7.3 Mapa de Uso de Suelo (Fuente Propia)



Figura 2.7.4 Pastizales Microcuenca el Salto (Visita a Campo)



Figura 2.7.5 Rio el Salto (Visita a Campo)

Método del número de escurrimiento

El U.S. Soil Conservation Service propone un método llamado de Número de escurrimiento (Numero de Curva) que reúne las características mencionadas. La ecuación para la determinación de la precipitación en exceso está ligada a la precipitación total expresándose de la siguiente manera:

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

Se obtendrá la precipitación en exceso (Pe), siempre y cuando el valor de la precipitación sea mayor a la precipitación interceptada la cual se determina con la siguiente ecuación.

$$P_0 = \frac{508}{N} + 5.08$$

El coeficiente de escurrimiento será:

$$Ce = \frac{Pe \cdot Ac}{P \cdot Ac} = \frac{Pe}{P}$$

Mediante la herramienta Spatial Analyst Tools del software Argis se realizó la reclasificación de cada componente (uso y tipo de suelo, mapa de pendientes) para la obtención del parámetro N, con este método se determinó que el número de escurrimiento es igual a 83. La siguiente figura muestra el mapa obtenido para la determinación de N. Este valor es requerido para el modelo de lluvia escurrimiento en Hec-Hms.

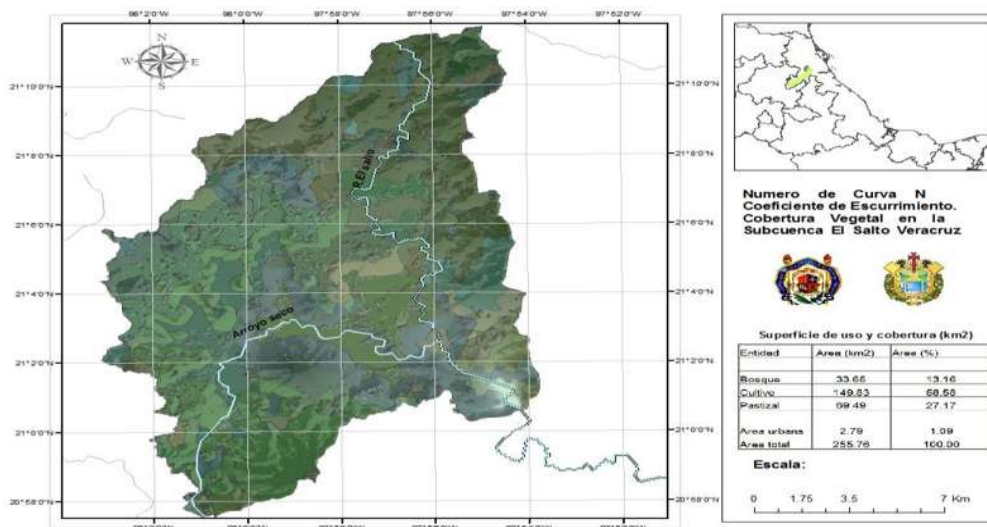


Figura 2.7.6 Mapa del Número de Escurrimiento N (Fuente Propia)

Con la información de precipitaciones de la estación 30071 Ixcatepec se muestra que para un valor de N de 83 es alta la Precipitación en exceso.

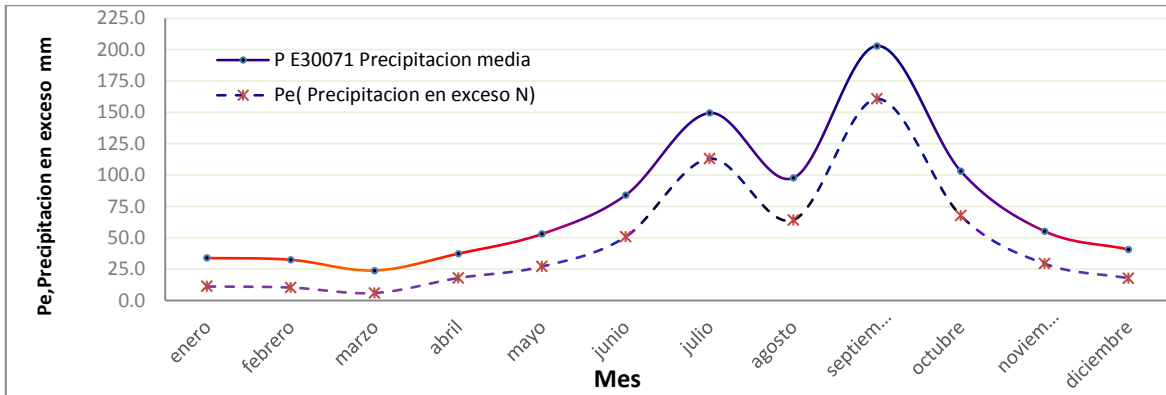


Figura 2.7.7 Comparativa de precipitaciones

Obtención del escurrimiento medio anual

En México la determinación de la precipitación que escurre se estima mediante los criterios presentados en la Norma oficial Mexicana NOM- 011-CNA-2015 (CNA, NORMA OFICIAL MEXICANA NOM 011 CNA 2015 CONSERVACION DEL RECURSO AGUA QUE ESTABLECE LAS ESPECIFICACIONES Y EL METODO PARA DETERMINAR LA DISPONIBILIDAD MEDIA ANUAL DE LAS AGUAS NACIONALES, 2015) de igual manera requiriéndose las características de las condiciones de sitio. En este caso se estima el valor del parámetro K que esta función de las características del uso y tipo de suelo.

Para el la implementación del método se realizó la caracterización de la cuenca mediante los mapas binarios obteniéndose al final el mapa del parámetro K (Figura 2.7.8) con un valor de K de 0.23.

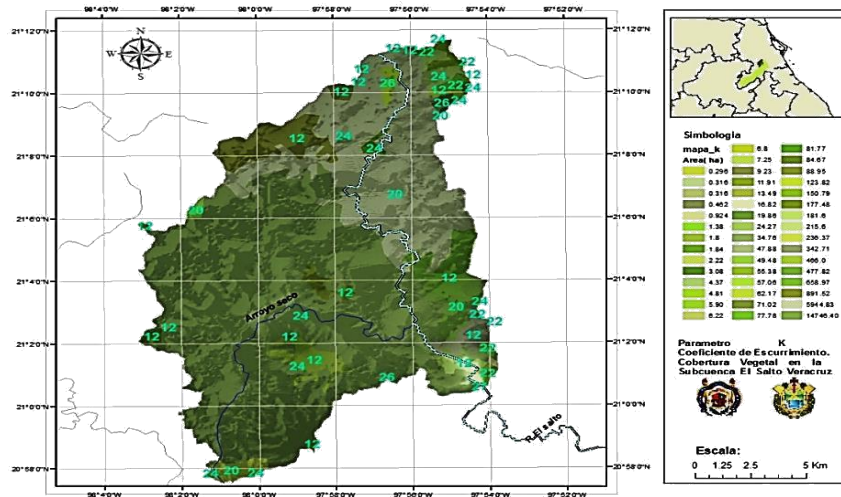


Figura 2.7.8 Mapa del parámetro K (Fuente Propia)

Una vez obtenido el valor de K el coeficiente de escurrimiento anual (C_e) se calcula mediante las siguientes Formulas.

Tabla 2.7.1. Calculo del coeficiente de escurrimiento (C_e)

K Parámetro que depende del uso y tipo de suelo	Coeficiente de escurrimiento Anual	Medio
Si K es menor o igual que 0.15	$C_e = K(P - 250)/2000$	
Si K es mayor que 0.15	$C_e = \frac{K(P - 250)}{2000} + (K - 0.15)/1.5$	

Dónde:

P= Precipitación anual en mm, las formulas se consideran válidas para valores de Precipitación anual entre 350 y 2150

Aplicando la segunda ecuación se obtiene un coeficiente de escurrimiento de 0.14 este coeficiente es útil en la determinación de los volúmenes de escurrimiento a nivel de cuenca

$$C_e = \frac{0.23(1030 - 250)}{2000} + \frac{0.23 - 0.15}{1.5} = 0.14$$

2.8. LLUVIA DE DISEÑO

Una tormenta de diseño es un esquema de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de este se calculan utilizando procedimientos lluvia escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante el valor de la profundidad de la precipitación en un punto mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas, que especifique el padrón espacial de precipitación (Chow, 2000).

Principalmente para el análisis de una tormenta de diseño se requiere basarse en la precipitación Máxima probable. Para el proyecto el análisis de las precipitaciones máximas anuales de la estación 30071 Ixcatepec. La tormenta de diseño para este caso permitirá conocer los caudales máximos en eventos futuros aplicables para el diseño del vertedor de excedencias.

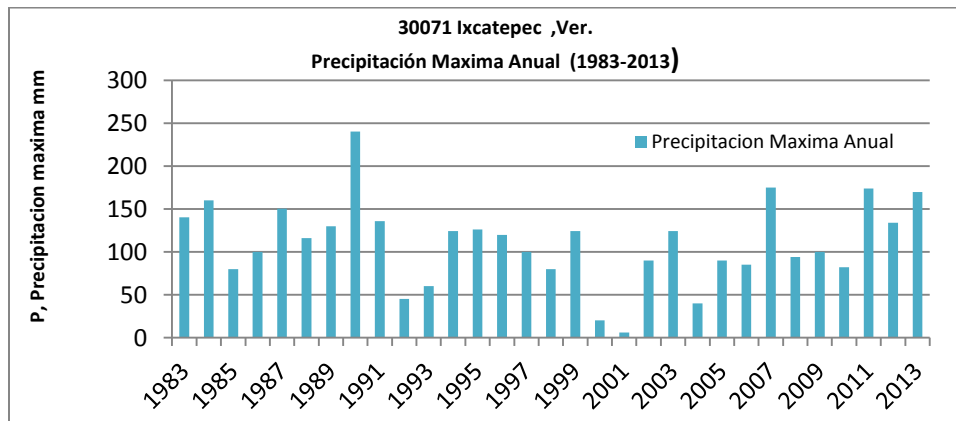


Figura 2.8.1 Distribución de la precipitación máxima, Estación 30071 Ixcatepec

En la mayoría de los casos los registros de precipitación cubren un periodo muy corto, cuando se desea proyectar una obra de gran magnitud como el diseño de vertedores para embalses grandes los datos disponibles no son suficientes para una proyección destinados a la vida útil de la obra (Periodo de retorno). Sin embargo existen metodologías que permiten extrapolar los datos y obtener la información requerida. Cuando no se dispone de información hidrométrica, una de las formas para obtenerlos es mediante los modelos lluvia – escurrimiento, en este estudio haciendo uso de las precipitaciones máximas con el objetivo de obtener esta información, es necesario hacer uso de la probabilidad ya que existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas que se ajustan a los datos y posteriormente usar esta función para la extrapolación.

Las funciones de distribución de probabilidad dependen de varios parámetros, por lo que en este trabajo se utilizaron aquellos que se obtienen mediante el método de momentos aunque existen otros (máxima verosimilitud y mínimos cuadrados).

La evaluación se realizó con las funciones enlistadas de forma manual y comparando los resultados con las aplicaciones AX. EXE e HIDROESTA estos programas permiten realizar el análisis de datos para diversas funciones de distribución.

- Normal
- Log normal
- Person III
- Gambel
- Doble Gambel
- Exponencial

Al realizar el análisis de forma manual se obtuvieron buenos resultados principalmente para la distribución Normal, Gambel y Doble Gambel, de igual manera los resultados obtenidos en el software AX e HIDROESTA fueron similares, sin embargo se sabe que no todas las funciones tendrán el mismo comportamiento respecto a los datos disponibles por lo cual las funciones Log normal y Exponencial presentaron resultados más dispersos a la muestra de estudio. Esto se puede observar en el siguiente gráfico.

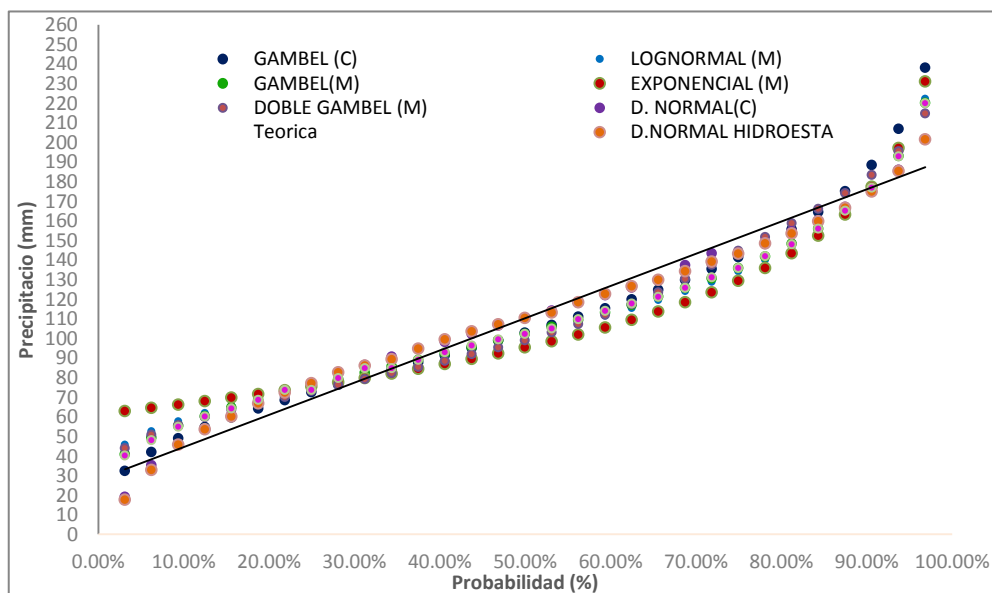


Figura 2.8.2 Ajuste de datos de precipitación con las funciones de distribución de probabilidad

Selección de la función de mejor ajuste

En la figura 2.8.2 se puede observar las diferencias en la dispersión de los datos calculados por cada función de distribución. Tomar la decisión de elegir una función de distribución de probabilidad podría traer efectos que afecten directamente a la proyección de la obra, ya sea por un sobredimensionamiento obteniendo un proyecto costoso o un subdimensionamiento que podría aumentar el riesgo ante alguna falla, es por eso que se debe elegir una función con cuidado aunque dependerá de los criterios del proyectista.

Se consideró evaluar las Funciones de distribución mediante métodos conocidos para justificar la toma de decisiones.

Análisis Grafico

Este método consiste en inspeccionar las gráficas obtenidas, de las diferentes funciones junto con los datos de precipitación máxima correspondientes a la estación de estudio. La función de distribución que se seleccione será la que se ajuste mejor a la línea de tendencia de los datos conocidos (Precipitación máxima). Este método es muy subjetivo y puede llegar a ser muy peligroso sin embargo es muy ilustrativo y recomendable, claro que se puede complementar con otros métodos. Si lo aplica un ingeniero con experiencia resulta ser el mejor (Mijares, 2012) .

Método de error cuadrático Mínimo

Este método consiste en calcular para cada función de distribución, el error cuadrático, representado con la siguiente ecuación

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (x_{ei} - x_{oi})^2 \right]^{1/2}$$

Dónde: x_{ei} es el i – esimo dato estimado y x_{oi} es el i -esimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis.

En base a los métodos anteriores, la función de distribución normal es la que presenta mejores resultados ajustándose de manera gráfica en las tres evaluaciones realizadas y presentando el menor error cuadrático.

Tabla 2.8.1. Error cuadrático mínimo (AX.exe)

DATO	ERROR CUADRATICO SOFTWARE AX							
	LOGNORMAL		GUMBEL		EXPONENCIAL		DOBLE GUMBEL	
	CALCULADO	ERROR ^2	CALCULADO	ERROR ^2	CALCULADO	ERROR ^2	CALCULADO	ERROR ^2
240.5	222	337	220	422	231	90	215	671
175.0	193	332	193	319	197	487	195	413
174.0	176	5	177	8	177	10	183	85
170.0	164	34	165	24	163	47	174	15
160.0	155	28	156	17	152	61	166	35
150.5	147	13	148	5	143	52	159	67
140.5	140	0	142	1	136	23	152	125
136.0	134	3	136	0	129	47	145	74
134.0	129	27	131	12	123	112	137	12
130.0	124	36	126	18	118	138	130	0
126.0	120	42	121	23	114	154	123	7
124.3	115	79	117	52	109	223	117	48
124.3	111	165	113	125	105	356	112	152
124.3	108	274	109	223	102	506	107	291
120.0	104	251	106	204	98	467	103	292
116.0	101	232	102	190	95	431	99	290
100.0	97	6	99	1	92	60	95	22
100.0	94	33	95	20	89	111	92	67
100.0	91	79	92	61	87	174	89	132
94.0	88	36	89	25	84	94	85	75
90.0	85	26	86	18	82	65	82	61
90.0	82	66	82	57	80	108	79	118
85.0	79	38	79	34	77	57	76	79
82.0	76	40	76	39	75	44	73	80
80.0	72	57	72	60	73	44	70	100
80.0	69	118	69	131	71	73	67	175
60.0	66	32	65	21	70	92	63	11
45.0	62	284	60	233	68	521	60	217
40.0	58	310	55	234	66	681	56	244
20.0	53	1060	49	857	64	1975	51	940
6.0	46	1577	41	1208	63	3231	44	1428
C		75		68		103		80

Tabla 2.8.2. Error cuadrático mínimo.

ERROR CUADRATICO CALCULADO				ERROR CUADRATICO (HIDROESTA)			
NORMAL	ERROR ^2	GUMBEL	ERROR ^2	NORMAL	ERROR ^2	GUMBEL	ERROR ^2
201	1529	238	6	201	1531	220	428
186	119	207	1014	185	106	193	315
175	2	188	206	175	1	177	8
167	9	175	25	167	12	165	25
160	0	164	19	160	0	156	17
155	16	156	26	153	8	148	7
149	69	148	57	148	63	142	2
143	55	141	28	143	52	136	0
143	87	135	2	139	26	131	9
137	53	130	0	134	17	126	19
130	15	125	2	130	14	121	25
126	2	120	20	126	5	118	44
122	6	115	81	123	3	114	109
118	40	111	178	118	36	110	214
114	35	107	175	113	47	105	230
110	33	103	175	110	33	102	190
106	41	99	1	107	49	99	0
102	4	95	25	103	12	96	14
98	3	91	76	99	0	93	52
95	0	88	42	95	0	89	25
91	0	84	38	89	1	85	29
86	13	80	99	86	16	85	29
82	10	76	76	83	6	80	29
77	23	72	93	77	25	74	70
72	60	68	136	72	60	74	41
67	173	64	253	67	176	69	132
61	1	60	0	60	0	64	17
53	72	55	92	53	71	60	224
46	33	49	79	46	32	55	221
35	231	42	483	33	162	48	783
19	172	32	686	18	134	40	1159
	54		65		52		67

Curvas de precipitación- duración – periodo de retorno (p-d-tr)

La Microcuenca el Salto es una de las regiones que no presenta algún tipo de aforo por lo que se desconoce los escurrimientos máximos que se pueden presentar en el río. Debido a esta situación, para el cálculo de los gastos máximos o avenida máxima de diseño con la que se dimensionara la obra se basa en los procedimientos estadísticos realizados con los registros de precipitación máxima, para posteriormente alimentar al modelo lluvia escurrimiento del software Hec-Hms el cual permitirá transformar la precipitación máxima de los periodos de retorno en escurrimientos (Gasto máximo)

El siguiente paso después de la selección de la función de distribución es la obtención de las curvas idt, estas curvas permitirán conocer la magnitud de intensidad de la tormenta de diseño para un periodo de retorno, este puede ser ya sea proyectado a 2, 5, 10, 20,50, 100,1000 o 10000 años dependiendo de la magnitud de la obra. Las curvas i-d-Tr caracterizan la relación que hay entre una cuenca dada y 3 de las principales variables de las que depende la precipitación: la magnitud de un evento, la duración del evento y el período de retorno asociado a ese evento de lluvia. Su representación gráfica tiene un aspecto similar a la siguiente figura:

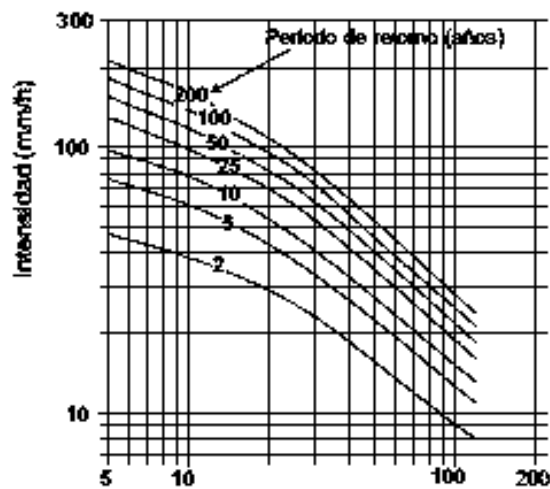


Figura 2.8.3 Curvas IDT (Fuente Aparicio)

La relación entre las lluvias máximas y su duración y período de retorno, en ocasiones es manejada mediante las curvas P-d-Tr, las cuales son equivalentes, pero en lugar de manejar intensidades de lluvia manejan las precipitaciones máximas. Esto es, porque dependiendo del tipo de estudio o del modelo

hidrológico utilizado, en algunos casos se requieren intensidades máximas y en otras precipitaciones máximas (Rodríguez, 2017)

Antes de aplicar la función de distribución Normal para la obtención de las precipitaciones con diversos periodos de retorno un factor importante a considerar es el coeficiente R que permite relacionar las duraciones de las tormentas y esta dependerá de la regionalización de precipitaciones en México, la Secretaria de Comunicaciones y Transportes realiza una regionalización de precipitaciones en todo el país.

Este factor es un indicador de la relación entre las precipitaciones para 1hr y 24hrs, la relación varía entre 0.204 y 0.644. Para la microcuenca este coeficiente es de 0.347.

$$R = \frac{P_1^{10}}{P_{24}^{10}} = \frac{60}{172.91} = 0.347$$

Efectuando el cálculo de las precipitaciones para las duraciones y periodos de retorno, se obtuvieron los gráficos de I-D-Tr y P-D-Tr. Estas graficas son de suma importancia para el desarrollo de las metodologías en el cálculo de la tormenta de diseño.

Tabla 2.8.3. Precipitaciones máximas

Periodo de Retorno	Precipitacion Máxima (mm)		
	Estación 30071	Cuenca d= 1Hr	Cuenca d= 24 Hr
T			
2	110.23	43.07	124.11
5	151.39	59.15	170.46
10	172.90	67.56	194.69
100	224.05	87.54	252.28
1000	260.90	101.94	293.77
10000	287.32	112.26	323.52

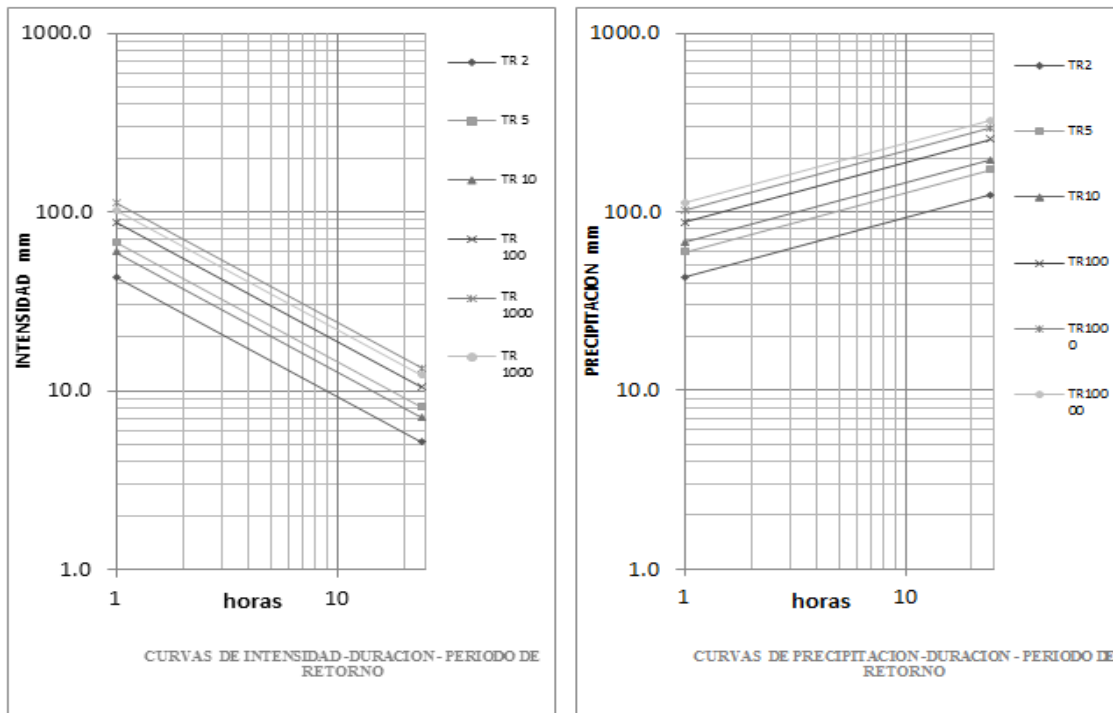


Figura 2.8.4 Curvas I-D-Tr y P-D-Tr (Fuente Propia)

Hietogramas

Un hietograma es un gráfico que expresa la precipitación en función del tiempo. Generalmente se representa como un histograma (Gráfico de barras). En ocasiones un hietograma se refiere a una tormenta en específico (Un día), o el periodo puede extenderse a un mes o un año.

El Hietograma muestra la evolución de una tormenta, utilizando las curvas I-D-Tr, se puede estimar una tormenta de diseño (hietograma) con intervalos iguales de duración (t). De igual forma y se puede obtener esta información mediante los pluviómetros, sin embargo son muy escasos en la República Mexicana, se recomienda en la elaboración de hietogramas que la duración de la tormenta sea equivalente al tiempo de concentración de la cuenca, sin embargo se puede extender un poco dependiendo de los resultados que se deseen obtener para un mejor análisis.

Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en escurrir una gota de agua desde el punto más alejado hasta el punto de entrada de la cuenca, se considera que en este tiempo se tiene el escurrimiento máximo y se calcula aplicando la fórmula de kirpich (Mijares, 2012).

$$tc = 0.000325 L^{0.77} / S^{0.385}$$

Dónde:

$tc =$

tiempo de concentracion en hr, L es la longitud del cauce principal en m, S es la pendiente calculada por el metodo de Taylor Shwars

La Microcuenca el salto presenta un tiempo de concentración igual a 3.94 horas, para el diseño de los hietogramas para los distintos periodos de retorno se propuso evaluar una tormenta con duración igual al tiempo de concentración en intervalos de 15 minutos, para lo cual se obtuvo los hietogramas con periodo de retorno de 2, 5, 10, 100, 1000 y 10000 años (Anexo 3).

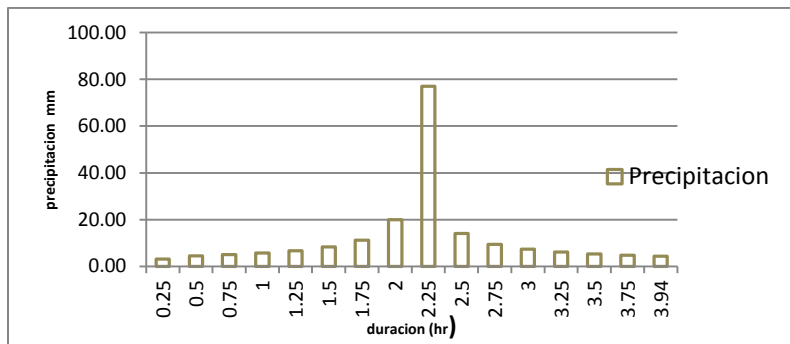


Figura 2.8.5 hietograma periodo de retorno 10000 años

Para el diseño del vertedor de excedencias se decidió diseñarlo bajo un periodo de retorno de 10000 considerando los siguientes escenarios para presas de almacenamiento que sugiere la Comisión Nacional del Agua (CNA):

Tabla 2.8.4 Escenarios de selección de periodo de retorno en presas de almacenamiento

Categoría	Características de la presa		Potencial de Daños		
	ALMACENAMIENTO	Altura (m)	Pérdida de vidas	Daños Materiales	Crecientes de diseño
Mediana	ENTRE 1.5 Y 60 Mm3	Entre 12 y 30	Ninguna	Dentro de la Capacidad Financiera	Estudio de probabilidad Tr=1000 a 10000 años
			Moderada	Ligeramente mayor que la capacidad financiera	Estudio de probabilidad Tr=10000 años. Tormentas severas y Tormentas Maximizadas
			Considerable	Mayor que la capacidad financiera	Transposición de tormentas Tr>= 10000 años

La descripción del caso dos es muy próxima a las características de la zona de estudio y para diseñar del lado de la seguridad la elección de este periodo de diseño abarcara de igual manera las condiciones extremas del proyecto este hietograma será la información de entrada para realizar la evaluación hidrológica del funcionamiento y diseño del vertedor de excedencias.

2.9. HIDROGRAMAS

Uno de los principales propósitos de la hidrología superficial es cuantificar los volúmenes de agua que pueden presentarse en algún sitio, para la conservación de los cuerpos de agua o para realizar un aprovechamiento, en el ejercicio de la profesión la mayor parte de las obras hidráulicas está asociado a cuantificar estos volúmenes para un mejor diseño de las diversas obras civiles. En un análisis a nivel de cuenca la importancia que toma una discretización de la zona estudio es conocer el gasto máximo que se presentara en el sitio donde se ubique la obra, generalmente el punto de salida de la cuenca.

Un gasto de diseño se puede obtener de manera sencilla a partir una estación hidrométrica ubicado en un rio, generalmente aporta información de los gastos en tiempos determinados, que se pueden analizar gráficamente. Cuando no se dispone de una estación de aforo, el gasto máximo de diseño se puede determinar mediante diversos métodos en su mayor parte los que relacionan la lluvia con el escurrimiento.

Los procesos anteriores para conocer una lluvia de diseño será la base para la conversión de la precipitación a escurrimiento. Esta transformación se realiza mediante los métodos que se enuncian a continuación

- Métodos empíricos
- Métodos históricos
- Métodos estadísticos o probabilísticos
- Métodos hidrológicos de relación lluvia escurrimiento

En el proyecto de la presa de almacenamiento se requiere convertir la precipitación a escurrimientos para la determinación del gasto máximo principalmente porque la corriente no cuenta con un historial informativo de los caudales, realizar un análisis permitirá evitar o reducir los riesgos provocados en una avenida máxima y la obtención del gasto máximo será fundamental para diseño de la obra de excedencias. En este subcapítulo se describe la terminología correspondiente para una mayor comprensión.

Caudal: se define como volumen de escurrimiento por unidad de tiempo normalmente se expresa en m^3/s

Escurrecimiento: Producto de la precipitación pluvial que circula bajo o sobre la superficie terrestre y que llega a una corriente para luego ser drenada hasta la salida de la cuenca. El escurrimiento superficial es el que llega más rápidamente a la salida de la cuenca por lo que está directamente relacionado con la precipitación en exceso o efectiva.

Precipitación efectiva (P_e): Es la porción de la precipitación que escurre de manera superficial. Se le conoce también con el nombre de precipitación en exceso. Está en función de las características del suelo como su uso y tipo así como las pendientes del sitio de estudio.

Hidrogramas: Se le conoce como hidrograma a una representación gráfica de caudales en función del tiempo, esta representación gráfica está constituida por diversos elementos de la escorrentía los cuales son:

- Punto de levantamiento. En este punto el agua de la tormenta empieza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente que inicia la tormenta, durante la misma o incluso transcurrido un tiempo desde que comenzó a llover.
- Pico. Se refiere al gasto caudal máximo que se produce por una tormenta
- Punto de inflexión. Se termina el flujo sobre el terreno, por lo que el agua en la cuenca escurre por los canales o por las corrientes subterráneas.
- Final de escurrimiento directo. Se presenta escurrimiento solo de origen subterráneo.

Tiempo pico. Tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

Tiempo base. Es el tiempo que dura el escurrimiento directo

Escurrecimiento base. Escurrecimiento de origen subterráneo.

Existe una diversidad de metodologías para la obtención de un hidrograma unitario, sin lugar a dudas desde la aplicación de ecuaciones empíricas hasta complejos métodos matriciales, sin embargo cuando no se cuenta con ningún tipo de aforo en la cuenca lo más viable es obtener un hidrograma unitario a partir de las características generales de la misma estos tipos de hidrogramas son conocidos como hidrogramas sintéticos (Mijares, 2012) Los hidrogramas unitarios sintéticos mayormente conocidos son:

- Método de Chow
- Hidrograma unitario Triangular
- Hidrograma unitario adimensional

El método propuesto por Chow es para la obtención de un gasto pico de hidrogramas para estructuras de drenaje pequeñas. Este método solo es aplicable a cuencas no urbanas con una superficie menor a los 25 km². La cuenca de estudio tiene una mayor superficie por lo que este método quedaría descartado

Hidrograma unitario Triangular

Método desarrollado por Mokus, consiste en un hidrograma sintético de forma triangular. La estructura de este hidrograma está compuesta de varios parámetros con una similitud a la Figura 2.9.1.

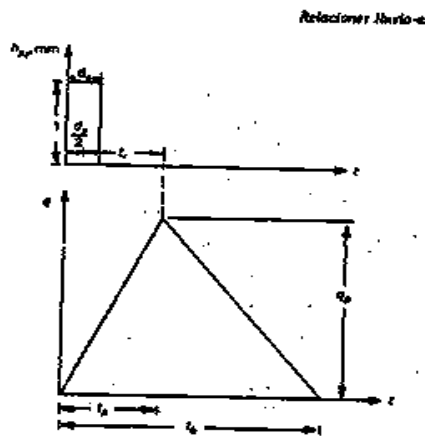


Figura 2.9.1 Hidrograma unitario Triangular (Fuente Aparicio)

Partiendo de la geometría del hidrograma triangular se deduce que el gasto pico se expresa con la ecuación:

$$qp = \frac{0.555}{tb} A$$

Dónde: A, corresponde al área de la cuenca en km², tp= tiempo pico expresado en horas, y el qp en m³/s/mm.

El establecimiento de este hidrograma estará en función de la duración de la tormenta y muestra los tiempos en los que hay presencia del escurrimiento .El tiempo base y tiempo pico se calculan con las ecuaciones:

$$t_b = 2.67 t_p$$

$$t_p = \frac{de}{2} + tr$$

Dónde: de es la duración en exceso y tr el tiempo de retraso el cual es calculado partiendo del tiempo de concentración obtenido con la fórmula de kirpich, el tiempo de retraso (tr) equivale a 0.6 veces el tiempo de concentración. Una de las alternativas para considerar una duración en exceso (de) para el análisis de una tormenta es considerando que en este tiempo se obtendrá el mayor gasto pico. Para cuencas grandes la duración en exceso es

$$d_e = 2\sqrt{t_c}$$

Finalmente al sustituir las ecuaciones el gasto pico se obtienen las ecuaciones reales, todos los tiempos para este método se expresan en horas.

$$qp = \frac{0.208}{t_b} A$$

$$t_p = \sqrt{t_c + 0.6t_c}$$

Hidrograma unitario adimensional.

Este método fue desarrollado por el U.S Soil Conservation Service (SCS) .Mediante estudios de hidrogramas realizados a diversas cuencas, se obtuvieron hidrogramas adimensionales dividiendo la escala de caudales entre el gasto pico y la escala del tiempo entre el tiempo pico donde el hidrograma base de diseño se muestra en la figura 2.9.2. La obtención de un hidrograma unitario adimensional está ligada a las características de un hidrograma triangular. En mayor parte basta con un hidrograma triangular sin embargo si la extensión de la curva de recesión afecta el hidrograma puede usarse un hidrograma curvilíneo. (Mijares, 2012)

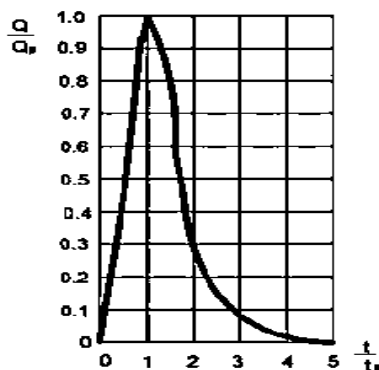


Figura 2.9.2 Hidrograma Adimensional

Si se conocen los q_p y t_p de un hidrograma triangular, en base a la figura 2.9.1 se puede realizar una corrección. Para obtener el hidrograma resultante se multiplican las ordenadas del hidrograma adimensional por el q_p calculado con el hidrograma triangular y las abscisas por el tiempo pico calculado con el mismo método.

Para la determinación de los gastos pico se utilizó el método de hidrograma unitario adimensional del U.S. Soil Conservation Service (SCS) aplicando el método a modelaciones matemáticas con la ayuda del software Hec-Hms desarrollado por el US. Army Corps of Engineers esta modelación permite obtención del escurrimiento directo producido en una tormenta.

La modelación en el programa Hec-Hms requiere de varios parámetros los cuales son indispensables para una buena simulación y obtención del gasto pico, la información de entrada al modelo de forma esquemática se presenta en el siguiente diagrama.

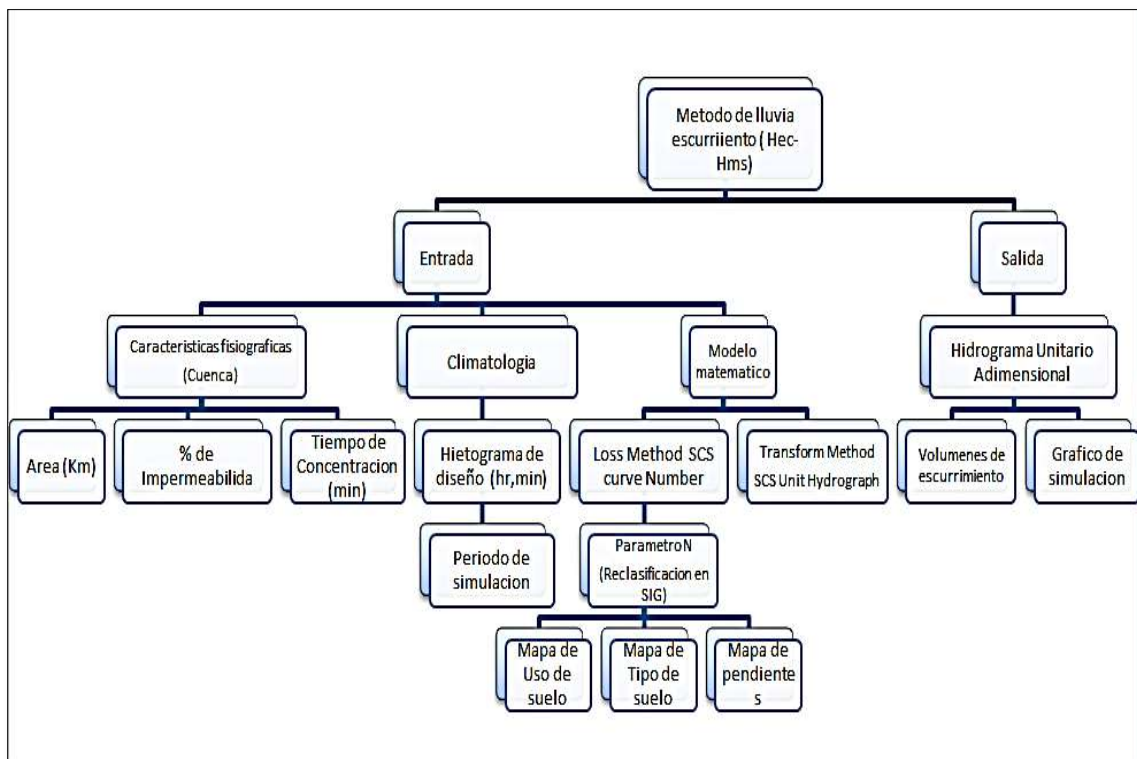


Figura 2.9.3 Método de modelación en Hec-Hms

La interface del modelo requiere como datos de entrada la información fisiográfica de la cuenca, además de los datos de la lluvia de diseño .Los componentes requeridos para la simulación de modelo son los siguientes:

- Basin Model Manager
- Time- Series Data Manager
- Meteorologic Model Manager.
- Control Specifications Model Manager

Basin Model Manager

Este componente se refiere a la generación de la cuenca en el modelo, puede ser cargada a partir de shapes (shp) creados con algún sistema de información geográfica de manera ilustrativa, sin embargo lo importante en esta sección es el icono subbasin creation tools, en el cual se incorporan las características de la cuenca y el método con el cual se realizan las simulaciones.

El área corresponde a 255.76 km², el método usado es el correspondiente al número de curva, el valor de N al obtenido en el apartado 2.7 el cual vale 83 con unidad adimensional y el tiempo de retraso se calcula como 0.6 veces el tiempo de concentración calculado con la fórmula de Kirpich expresándose en minutos para el caso este tiempo de concentración equivale a 3.94 horas y el tiempo de retraso en 141.94 minutos

Time- Series Data Manager

Se refiere a la distribución de los datos en una serie temporal, la función corresponde a introducir los valores de precipitación de un hietograma o lluvia de diseño. Para la simulación es recomendable que el periodo de evaluación sea equivalente al tiempo de concentración. Las fechas de simulación se establecen a criterio del proyectista. Los intervalos para la serie de precipitación deben de ser equivalentes a las duraciones establecidas en la creación del hietograma. Se pueden incorporar varios hietogramas para cada periodo de retorno calculado.

Meteorologic Model Manager.

Este componente permite hacer el análisis de la cuenca y se debe de especificar el hietograma a utilizar en la simulación.

Control Specifications Model Manager

Es uno de los componentes más importantes del modelo son las especificaciones de control, las fechas de simulación deben coincidir con las especificadas para la simulación de cada hietograma.

De igual forma presenta el formato de salida del modelo. En el cual la hora final se puede extender un poco más para el establecimiento del hidrograma y se puede elegir el intervalo de tiempo para los resultados de gastos pico. Mediante este procedimiento se obtiene el gasto pico de entrada que aportan las corrientes de la cuenca. El resultado es un hidrograma unitario con unidades de m^3/s

El siguiente hidrograma unitario es el obtenido para un periodo de retorno de 10000 años con un gasto pico máximo de 2749.9 m^3/s , un gasto que resulta ser muy grande debido a las altas precipitaciones que se presentan en la cuenca.

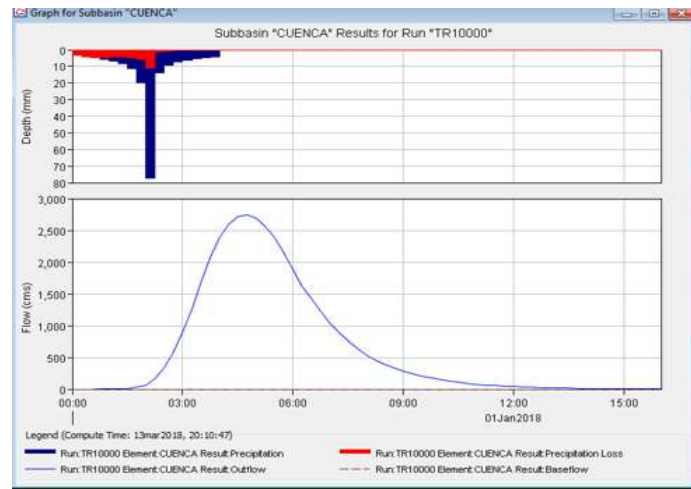


Figura 2.9.4 Hidrograma periodo de retorno 10000 años

3. ANÁLISIS DE LA DEMANDA DE AGUA PARA LA ZONA DE RIEGO

En los municipios de Chicontepec de Tejeda y Álamo Temapache Veracruz es común que se desarrolle la agricultura de temporal para pequeños y grandes productores, sin embargo existen grandes extensiones de cultivos de naranja y maíz principalmente que requieren de infraestructura de riego. El municipio de Álamo Temache se caracteriza por sus grandes extensiones de superficie cultivada de naranja en los bordes del rio Pantepec y Vinasco , mientras tanto el municipio de Chicontepec se desarrolla aún más el cultivo de Maíz, sin embargo por la demanda requerida los productores de Maíz del municipio de Chicontepec están optando por cultivar naranja en sus terrenos , la problemática que presenta el municipio de Chicontepec se basa principalmente en su topografía ya que es muy accidentada y el recurso hídrico no se logra aprovechar . Mientras tanto en las limitaciones de ambos municipios existen zonas planas que pueden funcionar como un distrito de riego aprovechando la topografía y la hidrografía de la zona. ya

que en mayor parte la zona donde se desea proyectar el embalse dreña de las corrientes del municipio de Chicontepec, beneficiando a las áreas cultivadas que se encuentran en las limitaciones y a un nivel superior del río Vinasco.

La agricultura en estos municipios representa una de las principales actividades que generan una gran cantidad de empleos por lo que la inversión en infraestructura y tecnologías para su desarrollo es un muy importante. Para el área de la hidráulica su desarrollo puede analizarse desde el punto de vista pluvial, considerando principalmente las condiciones climatológicas y situaciones que pueden ser desfavorables. Por la climatología de la zona lo frecuente es que exista un exceso de precipitaciones en los meses que se consideran normales (meses húmedos), pero existe una irregularidad y mala distribución presentándose sequias aun con precipitaciones mayores a las 1500 mm anuales.

3.1. DEFINICIÓN DEL TIPO DE CULTIVO Y DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE RIEGO

La demanda de agua para la zona de riego se encuentra en función de los cultivos y de la superficie proyectada, se planteó para este proyecto establecer una zona potencial de riego para los cultivos de maíz y naranja en las limitaciones de Chicontepec y Álamo Temapache. La selección de la zona de riego principalmente se consideró por la topografía, así como su ubicación respecto al embalse, además por su ubicación geográfica tendrá mayor acceso a los sitios de comercialización y vías de acceso principales para facilidad de cosecha y mantenimiento de las superficies cultivadas. En el siguiente mapa se presenta las áreas de cultivo se propone una superficie de 679.5 Hectáreas, esta selección se realizó mediante cuantificaciones entre la capacidad de almacenamiento en el embalse y los usos consuntivos de los cultivos.

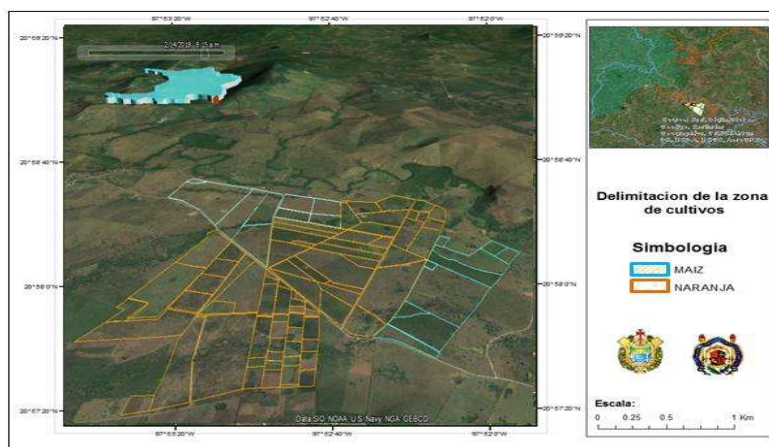


Figura 3.1.1 Delimitación de las superficies de cultivo

3.2. PATRONES ESPACIALES Y TEMPORALES DE LOS CULTIVOS

La agricultura de temporal en la región se desarrolla desde hace años, las técnicas de cultivo se van mejorando de generación en generación sin embargo no siempre se tienen los mejores resultados. De acuerdo a entrevistas realizadas a los pobladores de la región manifiestan que en el cultivo de maíz principalmente se invierte demasiado en mantenimiento y a consecuencia de la falta de agua los cultivos no logran desarrollarse de manera correcta, afectando a la productividad.

Por otra parte el sector citrícola menciona que en las etapas iniciales de siembra de naranja es indispensable regar las plantas para obtener un mejor desarrollo, ya que la producción de naranja comienza a partir de los 2 a 3 años posteriores a la siembra, cuando el árbol está en su etapa de crecimiento y empieza a florecer. En la etapa de producción es importante el riego para obtener productos de mayor calidad. De acuerdo a los testimonios de los pobladores se mencionan los periodos adecuados para la siembra de maíz y naranja.

Tabla 3.2.1. Patrones Temporales de los cultivos

Cultivos /Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Maíz												
Naranja												

En el cultivo de maíz se indica que existen dos temporadas de cultivo, una que inicia en el mes de junio y concluye en el mes de octubre, al finalizar el mes se realizan actividades alternas de cosecha y adecuación del terreno para la siembra , el siguiente periodo inicia en noviembre y concluye en el mes de Marzo el periodo de cosecha y adecuación del terreno para siembra da lugar a los meses de abril y mayo , esta distribución se considera debido a que en los dos meses son los que presentas las más altas temperaturas por lo que el desarrollo de la planta es muy limitado. Por parte del sector citrícola se conoce que los cultivos son de tipo perene la producción de naranja dependerá de la clasificación de la misma se recomienda únicamente que la siembra de la planta sea en los meses de Enero o Junio.

Tabla 3.2.2. Distribución espacial de los cultivos

NOMBRE DEL CULTIVO	CICLO VEGETATIVO EN MESES	SUPERFICIE DE RIEGO (ha)	% AREA CULTIVADA
Maíz	5	236.25	34.8
Naranja	12	443.25	65.2
Total		679.50	

La zona de riego se distribuye de acuerdo a la figura 3.1.1 en la que la de mayor demanda de superficie corresponde a la naranja abarcando un 62.2 % y el maíz el 34.8 %. De acuerdo a estas superficies se calculara la demanda de agua requerida para riego.

3.3. NECESIDADES HÍDRICAS DE LOS CULTIVOS

Desde el enfoque de la hidrología superficial se tiene el conocimiento que la vegetación es un parámetro que interviene en la continuidad de este ciclo, en la agricultura por su parte demanda un porcentaje de agua para su desarrollo, conocer la necesidad optima de un cultivo permitirá una mejor proyección de la infraestructura hidráulica de riego a partir de los usos consuntivos.

De igual manera, en base al uso consuntivo, se pueden diseñar y dimensionar todas las obras hidráulicas ya sea de conducción, distribución y extracción del agua en las zonas de riego diseñadas, además de la capacidad de la presa de almacenamiento que alimentará a la zona agrícola.

El uso consuntivo depende del tipo de cultivo, de factores climatológicos, de las características del suelo, la ubicación geográfica (altitud, latitud, longitud), etc. En México se aplican tres métodos principalmente para calcular el uso consuntivo o evapotranspiración, los cuales son:

3.3.1. MÉTODO DE THORNTWAITE

- Método de Thornthwaite. Este método está en función de la temperatura media mensual del sitio de estudio para el cálculo del uso consuntivo, dejando fuera aspectos como el tipo de cultivo y sus condiciones de desarrollo. Este método se considera solo como una aproximación y se recomienda su uso solo en estudios de gran visión, planeación o cálculos previos. Con este método el uso consuntivo se calcula como:

$$U_j = 1.6K_a \left(\frac{10T_j}{I} \right)^\alpha,$$

Dónde:

U_j: uso consuntivo para el mes “j” (en cm de lámina de agua)

T_j: temperatura media mensual en el mes “j” (en °C)

K_a: constante que depende de la latitud del sitio y del mes del año analizada

A, I: constantes determinadas con las siguientes fórmulas:

$$\alpha = 675 \times 10^{-9} I^3 - 771 \times 10^{-7} I^2 + 179 \times 10^{-4} I + 0.492$$

$$I = \sum_{i=1}^{12} i_j, \text{ donde } i_j = (T_j/5)^{1.514}$$

3.3.2. MÉTODO DE BLANEY-CRIDDLE

- Método de Blaney-Criddle. En este método intervienen más variables, ya que toma en cuenta (además de aspectos climatológicos del sitio de estudio), las características particulares del tipo de cultivo y la ubicación geográfica de la zona de estudio. El ciclo vegetativo se define como el período de tiempo entre la siembra y la cosecha y depende del tipo de cultivo. Este método propone calcular la evapotranspiración de un cultivo con la siguiente fórmula:

$$E_t = K_g F$$

Dónde:

E_t: evapotranspiración total durante el ciclo vegetativo (en cm de lámina de agua)

K_g: coeficiente global de desarrollo de la planta

F: factor que depende de la temperatura y luminosidad del sitio, calculado con la fórmula:

$$F = \sum_{i=1}^n f_i, \text{ donde } f_i = P_i \left[\frac{T_i + 17.8}{21.8} \right],$$

Dónde:

P_i: porcentaje de horas de sol del mes “i” con respecto a todo el año (anexo 4)

T_i: temperatura media mensual en el mes “i” (en °C)

Para calcular la evapotranspiración de un período más corto (como la de un mes), se puede aplicar la fórmula modificada como sigue:

$$E_{ti} = K_{ci} f_i,$$

Dónde:

E_{ti}: evapotranspiración del mes “i” (en cm de lámina de agua)

K_{ci}: coeficiente de desarrollo parcial del cultivo

F_i: factor de temperatura y luminosidad a nivel mensual

Para la determinación de uso consuntivo se eligió el método de Blaney – Cridle, de igual manera se calculó mediante el método de Thornwaite (Anexo 4) y Penman Monteith método recomendable por la FAO. La elección del método de Blaney y Cridle se justifica por la poca información disponible en la zona para desarrollar el método de Penman los cuales se explicarán en el siguiente apartado. El método de Blaney Cridle implica conocer los coeficientes de desarrollo de cada cultivo a partir de la siembra y en el período de duración de cada ciclo vegetativo. Esto significa que se tiene un coeficiente parcial de cultivo para cada mes.

Tabla 3.3.1. Coeficientes Kc para los cultivos

Cultivos /Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Maíz	1.02	1.06	0.9	0	0	0.48	0.7	1.02	1.06	0.9	0.48	0.7
Naranja	0.65	0.67	0.69	0.72	0.73	0.74	0.73	0.72	0.70	0.69	0.67	0.65

Los coeficientes de desarrollo parcial (Kc) se obtuvieron a partir de gráficos, que muestran el desarrollo del cultivo el comportamiento del desarrollo de la planta concuerda con la distribución de temporal de los cultivos o ciclos vegetativos.

Estos valores se obtienen ponderando el porcentaje de desarrollo vegetativo para cada mes. Los valores de Kc también pueden encontrarse en fuentes de la Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA).

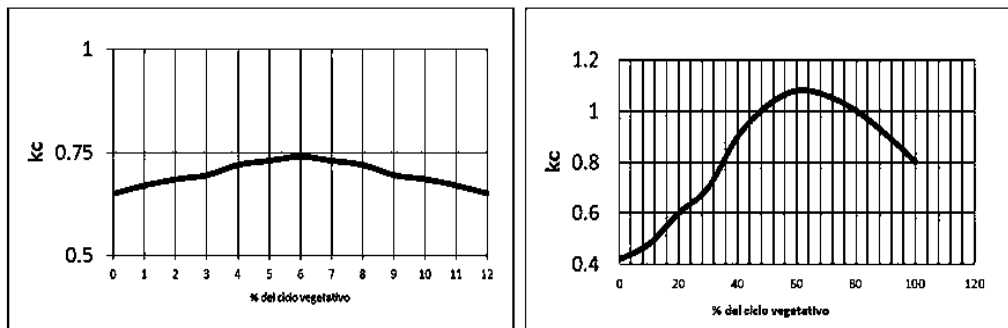


Figura 3.3.1 Coeficiente parcial de cultivo Kc de la naranja y maíz

Tabla 3.3.2 Coeficientes de desarrollo parcial (Kc) SAGARPA

% de Desarrollo	Maíz	Trigo	Algodón	Sorgo	Cártamo	Soya	Arroz	Frijol
0	0.42	0.15	0.20	0.30	0.14	0.51	0.45	0.50
5	0.45	0.20	0.22	0.35	0.16	0.45	0.50	0.54
10	0.48	0.30	0.25	0.40	0.18	0.41	0.55	0.60
15	0.51	0.40	0.28	0.48	0.22	0.45	0.65	0.65
20	0.60	0.55	0.32	0.60	0.27	0.51	0.72	0.73
25	0.65	0.70	0.40	0.70	0.35	0.51	0.80	0.80
30	0.70	0.90	0.50	0.80	0.44	0.51	0.85	0.90
35	0.80	1.10	0.62	0.90	0.54	0.52	0.90	0.97
40	0.90	1.25	0.89	1.00	0.64	0.55	0.92	1.05
45	1.00	1.40	0.90	1.08	0.76	0.57	0.93	1.10
50	1.05	1.50	0.98	1.07	0.88	0.60	0.93	1.12
55	1.07	1.57	1.00	1.05	0.98	0.63	0.93	1.12
60	1.08	1.62	1.02	1.00	1.07	0.66	0.92	1.10
65	1.07	1.61	1.00	0.95	1.07	0.68	0.90	1.05
70	1.05	1.55	0.95	0.90	1.08	0.70	0.85	1.02
75	1.02	1.45	0.87	0.82	1.02	0.70	0.80	0.95
80	1.00	1.30	0.80	0.75	0.96	0.69	0.68	0.87
85	0.95	1.10	0.75	0.70	0.86	0.63	0.63	0.80
90	0.90	0.95	0.65	0.65	0.76	0.56	0.58	0.72
95	0.98	0.80	0.55	0.60	0.60	0.43	0.55	0.70
100	0.85	0.62	0.50	0.55	0.45	0.21	0.47	0.62

La información climatológica a evaluar para la obtención de las necesidades hídricas se obtiene de la estación 30361 El Sombrerete. Ya que es la estación más cercana a la zona de riego de acuerdo a los polígonos de Thiessen, en la siguiente tabla se muestran las temperaturas efectivas de la estación.

Tabla 3.3.3. Temperaturas efectivas estación 30361 El Sombrerete, Ver.

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1983	21.5	23	27.25	29.75	32.5	32.25	31	29.5	30.5	28	27.5	26.5
1984	23.75	25.25	29.5	33	33.25	30	27.75	28	27.75	29.5	27.25	24.5
1985	26	26	27.5	30	30.5	31	28.5	29	29.75	28	28	25.5
1986	24	25.75	27.75	29	31.75	30.25	28.75	30.5	29.75	28.75	28	24
1987	23.5	24.5	27.5	28	30	30.25	29.5	30	30	26.5	25.5	24.75
1988	26.5	24.75	28.75	30.75	31	31.25	30.75	30	28.75	28.5	28.25	24.5
1990	25.5	26	27.25	30.25	33.25	31.75	30.25	30.5	31	29.5	27.5	24.5
1991	26.5	26.5	30.75	34	33	34	29.5	31.5	29.25	28	29	25
1992	23.5	24.5	27	28.5	29.5	31	31.5	30.5	29	27.5	27	28
1993	27	29.5	31	31.25	31.75	31	32.25	29.5	29.5	28.75	27.75	26.5
1994	26	27	30.75	29.25	30.75	30.75	30.5	28.75	28.25	28.5	26.75	25.5
1995	26.5	26	28	32.5	33.5	32.5	30	29.5	28.25	29	27.5	26.25
1996	23.5	27	27.5	31.25	32.5	31.5	32	29	31	27.75	27.25	24
1997	25.5	27	29.5	29	30	32.75	30	30	29	29	26.75	26
1998	25.5	26.5	28.75	33.75	34	33.5	32.25	31.5	30	29.5	27.25	25.75
2001	27.5	29.5	31.25	30.5	32	31.5	30.5	29.5	31	29.5	24.75	24
2002	26	24	28.5	30.5	32	29.75	29.25	30.5	30.5	29	26	21.5
2003	22.75	25.5	28.5	31.5	32	32.5	29.5	30	30	28.25	26.5	21.5
2004	24.25	24.25	28	29.5	32.75	29.25	30	30.5	29	29.5	28.5	25
2005	24.75	26.25	29.25	33	31	32.5	30.25	29.75	28.75	28.25	25.75	25.25
2006	23.75	25	29.5	31.75	33.25	31.25	30	29.75	31.5	30.25	28	25
2007	24.5	25.25	27.5	29	30.5	31.75	30.25	29.5	28	28.25	24.75	25
2008	24.5	27.5	28.25	31.5	31.25	29.5	30	30.25	28.75	27.25	26.5	25.5
2009	24.5	26.25	30.25	30.25	31	31.75	31.5	30	29.5	30	24.25	23.5
2010	23.75	22.75	25.75	28.75	31	33	30.25	30	29.75	27.75	26	23.25
2011	24.25	27.25	30.75	33.5	34	33.5	29.25	31.75	31.25	28.5	26.75	24.5
2012	25.5	27.5	29.75	30	31.25	30.5	30.25	30.25	30.75	28.75	25.75	25.5
2013	25.5	28.25	32.25	32	31	30.75	30.25	31	29.25	29.25	29	24.75
	24.87	26.02	28.87	30.79	31.79	31.47	30.21	30.02	29.63	28.62	26.92	24.84

La estación se encuentra ubicada en la latitud 20.97 Norte y longitud - 97.14 este . Se considera la latitud para conocer los porcentajes de horas de sol de forma mensual (Anexo 5) mediante interpolaciones .Una vez calculados los parámetros se aplica el método de Blaney – Criddle . De esta manera se obtienen las siguientes evapotranspiraciones para cada tipo de cultivo .

Tabla 3.3.4. Uso consuntivo mediante Blaney -Criddle mm/mes

cultivo /mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Maiz	153.97	154.28	161.85	0.00	0.00	98.13	143.14	200.87	191.23	156.23	74.28	104.38
Naranja	98.12	97.51	123.19	137.01	152.41	151.28	149.27	141.79	125.38	118.91	103.69	96.93
Total	252.10	251.79	285.04	137.01	152.41	249.42	292.41	342.66	316.60	275.14	177.97	201.31

En la tabla anterior se puede observar que en el mes de agosto es cuando existe más necesidad hídrica, esto se debe a la concurrencia del punto más alto de desarrollo del maíz en el primer ciclo vegetativo y la etapa donde los coeficientes de desarrollo de la naranja empiezan a descender . Esto se aprecia mejor en la determinación de los volúmenes netos requeridos mensualmente.

3.3.3. METODO DE PENMAN MOTEITH (FAO)

Partiendo del concepto de evapotranspiración de referencia (ET_o) que se conoce como la tasa de evapotranspiración de una superficie de referencia, en donde no se presentan restricciones de agua para los cultivos. El concepto de evapotranspiración de referencia se implementó para estudiar la demanda de evapotranspiración en la atmósfera, independientemente del tipo y desarrollo del cultivo y las prácticas agrícolas (FAO, 1990).

La FAO tras varios estudios realizados por expertos en el área propone en el año de 1990 una metodología para calcular la ET_o a partir de datos meteorológicos, lo que da como resultado la ecuación de Penman –Monteith cuya ecuación se recomienda como la fórmula estándar para el cálculo de la evapotranspiración de referencia

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta (Rn - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} u_2(e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34u_2)}$$

Dónde:

ET_0 = Evapotranspiración de referencia $\left(\frac{mm}{dia}\right)$

Rn = Radiación neta de la superficie de cultivo $\left(\frac{MJ}{m^2 dia}\right)$

R_s = Radiación extraterrestre mm/día

G = Flujo de calor del suelo $\left(\frac{MJ}{m^2 dia}\right)$

T = Temperatura media del aire a 2m de altura ($^{\circ}C$)

u_2 = Velocidad del viento a 2m de altura m/s

e_s = Presión de vapor de saturación (Kpa)

e_a = Presión real de vapor (kPa)

Δ = Pendiente de la curva de presión de vapor $\left(\frac{kPa}{^{\circ}C}\right)$

γ = Constante psicométrica $\left(\frac{kPa}{^{\circ}C}\right)$

900 = Factor de conversión

Como se puede observar el método requiere de diversas variables meteorológicas y para el desarrollo de esta ecuación es indispensable la información de la velocidad del viento, la humedad relativa de la zona, la temperatura del aire. La mayor parte de las estaciones climatológicas no cuenta con todos los dispositivos de medición y los pocos existentes se encuentran muy alejados de la zona de estudio. En esta evaluación la gestión de datos se obtuvo de la base de datos climatológicos CLIMWAT para su uso en el software CROWPAT; complementando la información disponible con los datos de la estación climatológica 30061 el Sombrerete, los datos que se consideraron para la estación 30361 fueron únicamente las temperaturas y la precipitación.

Las estaciones cercanas a la zona de estudio únicamente eran 2 de la base de datos de Climwat. La estación ubicada en Tulancingo Hidalgo y en la ciudad de Tampico Tamaulipas (48 msnm), para conocer las variables de este método se

eligió la estación ubicada en Tampico Tamaulipas ya que los datos se aproximaban un poco más a la información de la estación 30061, aparentemente aunque la estación Tulancingo era la más cercana se encontraba a una altitud de 2830 msnm lo cual desfasaba considerablemente en relación a la zona de cultivo que se encuentra entre los 75 msnm.

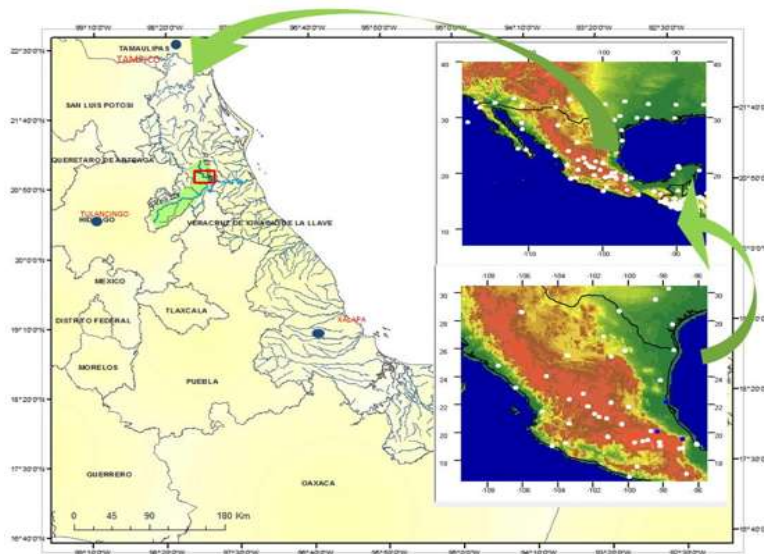


Figura 3.3.2 Estaciones climatológicas Climwat

El software Crowpat contiene una interface muy amigable que permite ingresar y modificar los datos, además de calcular algunos parámetros que el método solicita. Sin embargo es importante el ingresar la información de las características del suelo y de los cultivos; para los coeficientes de desarrollo parcial de la planta se consideró los utilizados en el método de Blaney y Criddle.

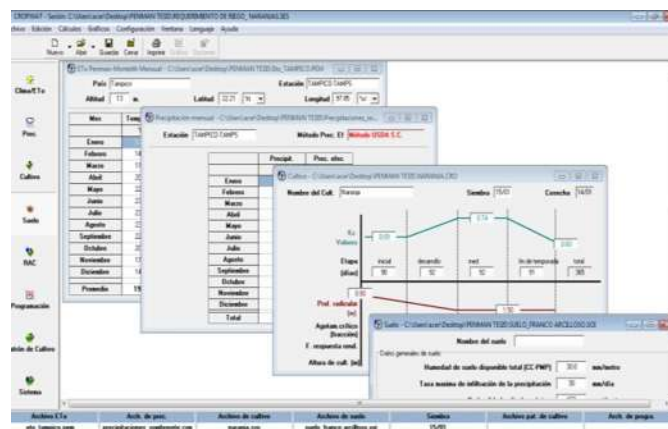


Figura 3.3.3 Interface CROWPAT

Las propiedades del suelo de la zona asemejan las características de un franco arcilloso, es decir que contiene un alto porcentaje de arcillas.

Tabla 3.3.5 Propiedades del suelo

Textura	Porosidad %	Densidad aparente	Capacidad de campo % peso	Punto de marchitamiento %en peso	Humedad disponible%
Franco arcilloso	49	1.35	30	15	16

Las características de la planta para los dos cultivo en los periodos de desarrollo se muestran en la tabla 3.3.6

Tabla 3.3.6 Parámetros de suelo y de cultivo

CULTIVO	ETAPA	Factor de Agotamiento	Profundidad radicular (m)	Duración de Etapa (días)	Altura de cultivo (m)	Coficiente de desarrollo Kc
Maiz (JUNIO-OCTUBRE)	1	0.3	0.3	25	1.8	1.02
	2	0.4		39		
	3		0.3	51		1.06
	4	0.5		35		0.9
NARANJA	1	0.4	0.6-0.8	81	3	0.69
	2	0.38		95		
	3		1.1-1.5	100		0.74
	4	0.35		94		0.6

La evapotranspiracion obtenida para el metodo de Penman Monteith muestra valores superiores al metodo de Blaney-Cridle en algunos casos duplicando las cifras graficamente se puede observar el comportamiento en la figura 3.3.4. El metodo como tal es el mejor si se contara con toda la informacion meteorologica y de las propiedades que requiere para el calculo de la evapotranspiracion de referencia.

Existen estaciones meteorologicas autimatizadas (Ema's) que ya efectuan la medicion de parametros como la temperatura del aire, la radiacion solar y la humedad relativa ,sin embargo son muy pocas y no se cuenta con una base de datos disponible para los usuarios. (Martinez A. F., 2016)

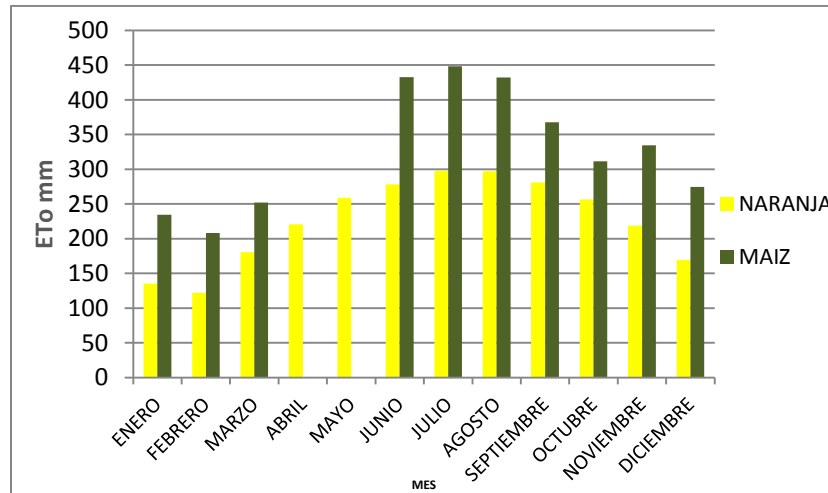


Figura 3.3.4 Usos consuntivos Penmant Monteith

Las usos consuntivos resultado del analisis con la base de datos Climwat y el software crowpat facilitan el procedimiento de cálculo, sin embargo para este caso las variaciones obtenidas son resultado de la falta de informacion, primeramente por la ubicación geografica de la zona de riego con respecto a la estacion de Tampico Tamaulipas, existe una pequeña similitud en los datos sin embargo la altitud difiere alrededor 30 m ,considerando su mayor aproximacion a la costa existe una mayor tasa de evapotranspiracion.Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.3.7 Usos consuntivos Penmant Monthei mm/mes

MES /Cultivo	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
NARANJA	135.16	122.08	180.42	220.8	258.85	278.4	297.6	296.98	281.1	256.37	218.7	169.57
MAIZ	234.36	208.04	252.03	0	0	432.6	448.26	432.14	367.5	311.55	334.2	274.66
TOTAL	369.52	330.12	432.45	220.8	258.85	711	745.86	729.12	648.6	567.92	552.9	444.23

3.3.4. DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

Considerando el esquema del ciclo hidrológico posterior a la precipitación da lugar a los procesos de escurrimiento e infiltración , se sabe que gran parte del agua escurre por las laderas, al saturarse el suelo parte de esta agua se infiltra, una porción se mantiene en la zona de las raíces de las plantas y de manera mas lenta el agua que alcanza mayores profundidades del suelo , percola hasta los mantos acuíferos; el recurso que se mantiene en la superficie se evapora y continua el

ciclo. En el sector agrícola uno de los factores de mayor interés es el aprovechamiento real de precipitación para el desarrollo de los cultivos, a este factor se le conoce como la precipitación efectiva, y es el agua que se encuentra en la zona radicular de los cultivos. La precipitación efectiva está directamente relacionada con la precipitación registrada, por lo que el comportamiento debe ser similar. Conocer la precipitación efectiva para un distrito de riego es una pauta que puede mostrar los periodos en los cuales existe algún déficit hídrico. La precipitación efectiva se obtuvo a partir de los datos de precipitación de la estación 30361 el Sombrerete ya con la información validada de los datos de precipitación.

Tabla 3.3.8. Precipitaciones mensuales estación 30361 El Sombrerete

	E	F	M	A	M	J	A	S	O	N	D
1983	38.2	17.5	4.3	18.3	82.9	48.0	186.8	147.4	53.8	53.9	44.8
1984	31.0	52.0	3.0	1.6	201.7	145.1	137.6	454.6	81.1	47.1	39.8
1985	27.8	45.0	77.3	279.6	22.3	92.1	111.9	162.4	65.5	34.9	44.0
1986	13.6	3.0	3.1	4.7	81.8	203.5	17.3	185.8	90.8	123.1	26.1
1987	13.6	44.9	82.6	19.4	206.1	39.4	101.2	39.9	45.8	54.8	55.4
1988	18.9	49.9	40.2	60.9	96.5	181.6	148.3	273.5	36.4	20.3	20.1
1989	7.6	60.4	16.9	56.0	36.4	50.3	93.4	210.0	18.5	93.0	61.8
1990	13.5	44.0	61.2	38.6	19.7	63.0	248.9	193.0	169.9	10.0	18.0
1991	57.3	5.1	20.5	11.7	30.6	145.1	145.3	307.5	236.4	91.3	144.9
1992	83.8	32.2	82.1	76.0	103.3	111.8	119.5	341.9	291.4	209.0	29.5
1993	22.6	18.6	24.3	52.6	154.7	390.1	122.5	517.6	111.3	63.8	29.9
1994	42.4	63.3	6.0	74.2	27.0	98.8	130.8	305.0	141.0	42.2	36.0
1995	63.6	31.6	51.5	14.2	7.3	79.2	256.3	147.7	70.2	94.9	61.6
1996	13.7	19.1	30.3	3.0	66.0	71.8	283.3	139.9	23.7	45.4	44.8
1997	14.2	86.6	33.9	254.4	114.8	76.6	84.8	258.1	190.7	65.3	12.9
1998	18.8	24.5	53.6	11.4	2.0	2.8	110.4	474.6	341.2	185.2	24.7
1999	4.7	70.6	10.5	15.0	138.9	114.6	79.7	313.2	395.9	53.6	4.6
2000	45.2	13.3	0.0	28.5	77.6	288.2	305.4	164.6	85.7	27.0	28.0
2001	16.1	43.4	21.8	23.5	113.3	77.0	112.0	337.2	110.2	33.4	0.0
2002	7.2	74.0	5.9	4.2	38.8	245.9	77.0	152.3	76.1	79.3	12.7
2003	32.4	29.3	1.4	45.6	22.2	40.3	135.8	242.4	234.5	173.7	12.7
2004	17.3	12.9	40.3	55.1	120.4	232.6	130.0	115.5	189.9	8.6	16.8
2005	22.2	35.2	19.0	3.2	64.2	187.6	242.9	131.2	351.9	45.3	24.3
2006	54.2	25.8	24.0	0.2	55.8	49.8	41.7	225.4	205.1	98.1	70.3
2007	55.1	166.7	8.5	108.7	78.4	69.0	249.9	532.6	166.6	87.7	9.4
2008	34.4	14.6	11.4	158.4	37.1	242.4	118.9	360.6	183.0	42.3	5.7
2009	27.8	16.6	21.3	71.2	98.6	102.5	93.6	448.5	214.0	68.3	174.5
2010	67.8	100.0	11.9	61.1	7.9	88.4	135.1	334.0	69.5	14.3	8.5
2011	60.6	34.3	3.9	8.3	11.9	133.3	184.2	105.7	111.0	76.3	25.5
2012	55.6	77.1	17.8	106.1	226.0	162.0	473.1	219.6	70.5	75.6	18.9
2013	16.9	31.1	33.8	5.4	79.3	174.1	119.6	232.1	188.9	147.9	76.5
	32.2	43.3	26.5	53.9	78.2	129.3	154.8	260.4	149.0	73.1	38.2

La precipitación efectiva se define como la fracción de la precipitación total utilizada para satisfacer las necesidades de agua del cultivo; quedan por tanto excluidas la infiltración profunda, la escorrentía superficial y la evaporación de la superficie del suelo.

Existen factores además de la precipitación que afectan a la precipitación eficaz o efectiva en un sitio en particular las características que se deben de tomar en cuenta son:

Cantidad de lluvia: Intensidad, frecuencia, distribución en toda la parcela

Otros parámetros meteorológicos

- Temperatura, radiación, humedad relativa, velocidad del viento
- Terreno: topografía, pendiente, uso del suelo
- Suelo: Profundidad, textura, estructura, densidad, contenido en materia orgánica
- Agua del suelo: Cantidad, materias en suspensión, viscosidad, temperatura, sales disueltas
- Gestión del suelo: Tipo de laboreo, grado de nivelación, tipo de terreno (terrazas, caballones, etc.),
- Cultivos: Tipo de cultivo, profundidad del sistema radicular grado de cobertura del suelo, área del cultivo, etc.

Para determinar la precipitación efectiva existen diversas ecuaciones, en el caso del proyecto este parámetro se calcula a partir de métodos simplificados con ecuaciones empíricas. El Servicio de Conservación de Suelos del Ministerio de Agricultura de Estados Unidos, (SCS) propone las siguientes ecuaciones, en el método los valores de la precipitación efectiva mensual se expresan en (mm).

Porcentaje fijo

$$Pe = a * Pt \quad a = (0.7 - 0.9)$$

Precipitación Fiable (FAO)

$$Pe = 0.6 Pt - 10 \quad \text{para } Pt < 70 \text{ mm}$$

$$Pe = 0.8 Pt - 24 \quad \text{para } Pt > 70 \text{ mm}$$

USDA SCS (P)

$$Pe = Pt \left(125 - \frac{0.2 Pt}{125} \right) \quad \text{para } Pt < 250 \text{ mm}$$

$$Pe = 125 + 0.1 Pt \text{ para } Pt > 250 \text{ mm}$$

Al aplicar las ecuaciones de precipitación Fiable y el propuesto por USDA (SCS) se obtienen comportamientos similares a la serie de precipitaciones mensuales sin embargo el primer método presenta valores más altos de precipitación efectiva, es importante mencionar que para la obtención de los volúmenes netos y brutos es necesario considerar la precipitación efectiva, por lo cual en esta evaluación se eligieron los datos de la precipitación fiable.

El comportamiento de las series se muestra en la siguiente figura y los cálculos en la tabla 3.3.9

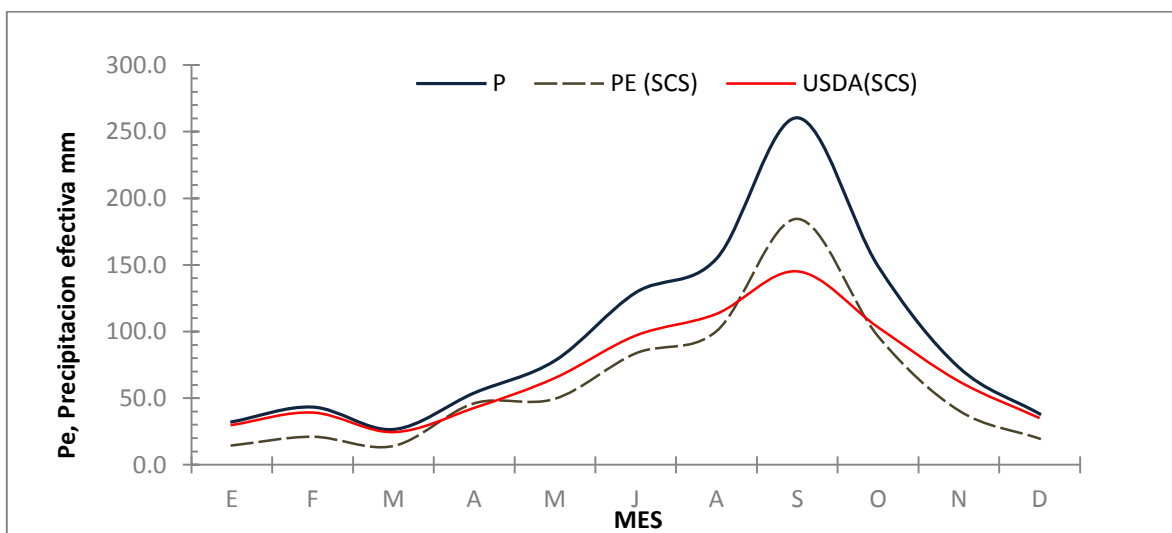


Figura 3.3.5 Precipitaciones efectivas

Tabla 3.3.9. Precipitaciones efectivas de riego

P/mes	E	F	M	A	M	J	A	S	O	N	D
P	32.2	43.3	26.5	53.9	78.2	129.3	154.8	260.4	149.0	73.1	38.2
PE (SCS)	14.5	21.0	14.1	46.1	49.5	83.6	100.3	184.6	96.4	40.7	19.6
USDA(SCS)	29.9	39.2	24.5	42.7	65.2	97.0	113.3	145.2	103.2	62.7	35.0

4. APROVECHAMIENTO HIDRAULICO DISEÑO DE PRESA DE ALMACENAMIENTO

4.1. CLASIFICACION DE PRESAS

Para la finalidad de este proyecto que es el desarrollo de obras hidráulicas para un distrito de riego más allá de la disponibilidad hídrica otro factor a considerar es el sitio de aprovechamiento , se sabe que un distrito de riego es una unidad agrícola que cuenta con las aguas y obras necesarias para poder efectuar el riego de las tierras comprendidas , y que a su vez cuenta con aquellas obras que permiten el correcto funcionamiento y la conservación de las superficies bajo riego , para obtener un mejor desarrollo en el sector agrícola, social, comercial e industrial de la unidad. (Vicente, 1976)

Es necesario entonces conocer las condiciones de sitio para poder realizar un mejor aprovechamiento del recurso hídrico, las obras de riego pueden subdividirse en tres grupos:

- Obras de almacenamiento
- Obras de derivación
- Obras de Distribución

Cada una de las obras tiene funciones en específico, pero trabajan en conjunto, realizar el diseño de estas obras requiere de un estricto análisis para tener un sistema eficiente y que no solicite de presupuestos muy elevados, comenzando por la obra de almacenamiento.

Obra de almacenamiento. (Presa de almacenamiento)

Las obras de almacenamiento son obras que captan y almacenan durante un tiempo las aguas de la corriente o corrientes que forman la disponibilidad hidráulica de un distrito, estas obras tienen la función de regularizar el aprovechamiento de las corrientes disponibles (perenes e intermitentes).

Las presas de almacenamiento, almacenan las avenidas y permiten de forma gradual extraer los volúmenes almacenados a medida de que los cultivos lo demanden, además de su función como regulador de avenidas, que en ocasiones provocan severos daños a las tierras de cultivos y poblaciones ribereñas.

La estructura de una obra de almacenamiento comprende desde la superficie de inundación (Vaso de almacenamiento), la cortina que es la estructura que normalmente se encuentra perpendicular al cauce del río y evita el paso aguas

abajo puede tener varias formas y dimensiones, en el cuerpo de la cortina o a un costado se puede encontrar las obras de extracción con su conjunto de compuertas y mecanismos de operación, como válvulas, tuberías, bombas.

Sobre el cuerpo de la cortina o en lugares separados, pero más o menos cercanos a ellas, se construyen los vertederos de excedencias que tienen la finalidad de descargar las avenidas cuando el vaso ha alcanzado su capacidad máxima. (Vicente, 1976)

Presa de derivación. Se realiza ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar. Se utiliza en los sistemas de riego, para la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente.

Presa reguladora. Su fin es retardar el escurrimiento de las avenidas. Este tipo de presa, a su vez tiene otra división. Primera, donde el agua se almacena temporalmente y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. Segunda, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por estratos de grava de la cimentación: a esta última, también se le conoce como de distribución o dique, ya que su principal objetivo es recargar los acuíferos. Otra de las funciones es la retención de sedimentos.

Considerando al proyecto hidráulico las presas se clasifican como vertedoras y no vertedoras

Las presas vertedoras se proyectan para descargar sobre su corona, por esta razón deben estar hechas de materiales que no se erosionen con dichas descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero o madera.

Las presas no vertedoras son las que se proyectan para que el agua no rebase su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.

De acuerdo a los materiales empleados para la construcción de la presa estas se pueden clasificar como: presas pequeñas construidas de tierra, de enrocamiento y de gravedad de concreto.

Presas de tierra. Este tipo de presas son las más comunes, debido a que en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo tratamiento, los requisitos para su cimentación son menos exigentes. Las presas de tierra requieren estructuras complementarias que sirvan de vertedores de excedencias. La principal desventaja de una presa de este tipo es que, si no tiene

suficiente capacidad, el vertedor de excedencias puede dañarse o destruirse por el efecto erosivo del agua que llegue a rebasarla. (Corte, 2008)



Figura 4.1.1 Presa de enrocamiento

Presas de Enrocamiento. Se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. Dicha membrana puede ser una capa de material impermeable, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, entre otras opciones. Deben de tener un vertedor de excedencias de la capacidad adecuada. Este tipo de presas, requieren de cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes que puedan romper la membrana impermeable. Las únicas cimentaciones adecuadas son la roca o la arena compacta y la grava.

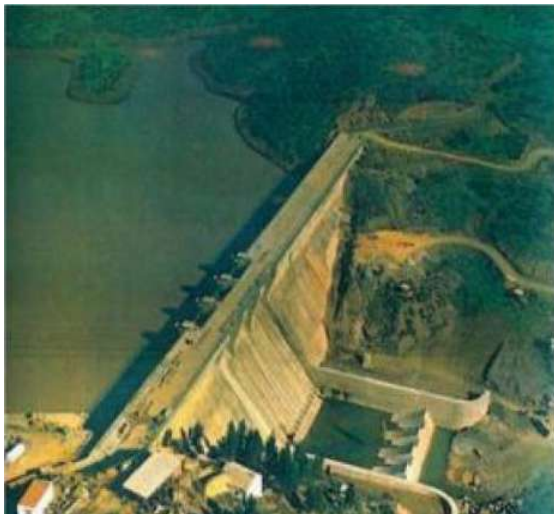


Figura 4.1.2 Presa de gravedad Fuente (Vallejo)

Presas de concreto o mampostería del tipo de gravedad. Las presas de gravedad de concreto se adaptan a los lugares en que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana. Debido a su diseño y manejabilidad en la construcción, este tipo de presa se adapta muy bien para utilizarse con cresta vertedora. Las presas de gravedad pueden tener planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y la seguridad.

Las presas de gravedad se clasifican como:

Presas de concreto del tipo arco. Se adaptan a los lugares en los que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande y donde la cimentación en estos mismos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco.

Presas de concreto del tipo de contrafuertes. Las presas del tipo de contrafuertes comprenden las losas y las de arcos. Requieren aproximadamente el 60% menos de concreto que las presas macizas de gravedad, pero los aumentos debidos a los moldes y al refuerzo de acero necesario contrarrestan los ahorros que del concreto surgen. (Vallejo, 2002)



Figura 4.1.3 Presa Tipo contrafuertes (Vallejo)

4.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

4.2.1. DEFINICIÓN DE LA BOQUILLA DE LA PRESA

La topografía es uno de los estudios principales que se debe de desarrollar para el emplazamiento de un embalse, como se había mencionado en capítulos anteriores la topografía del municipio de Chicontepec es muy accidentada, debido a este accidente topográfico la respuesta ante una tormenta es muy rápida presentando grandes volúmenes de escurrimiento en las microcuencas .

La topografía de la microcuenca el Salto presenta las características topográficas adecuadas para la implementación de un embalse en el punto de salida de la microcuenca. El sitio donde se proyectara la cortina se encuentra entre un estrechamiento de 162 m de longitud. En las visitas a campo se recorre la zona y

el sitio donde se proyectara la cortina, el perfil topográfico de la cortina se obtuvo con la herramienta Global Mapper.



Figura 4.2.1 Ubicación de la cortina y perfil Topográfico

Se generaron curvas de nivel a cada metro por lo que fue necesario complementar las herramientas Google Earth Pro, Global Mapper y el software Argis 10.5, una vez conocida la topografía, se selecciona el eje de la cortina más favorable referido a un banco de nivel y se localizan las coordenadas de sus principales apoyos, realizando varias mediciones para encontrar el menor estrechamiento. A partir de la línea de proyección se determinan las áreas de inundación y la capacidad del embalse (Curvas características)

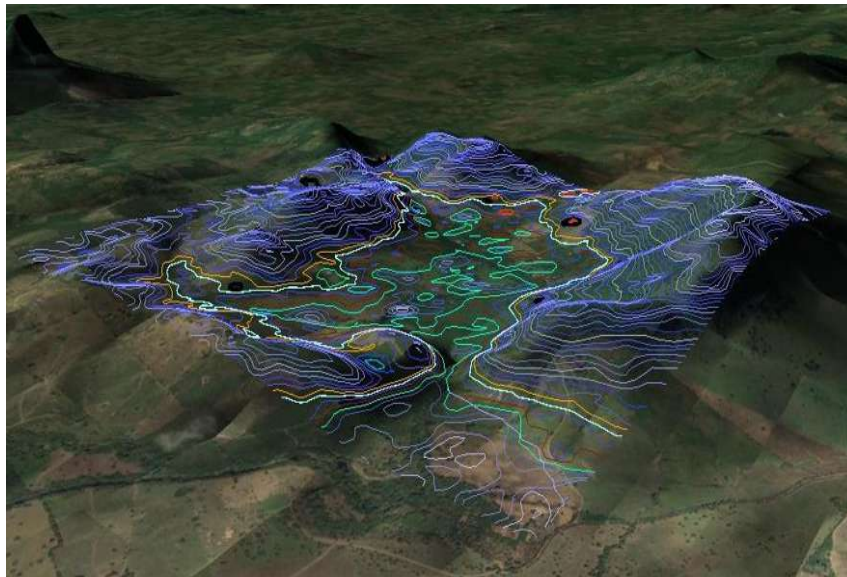


Figura 4.2.2 Curvas de Nivel (Fuente Propia)

4.2.2. OBTENCIÓN DE LAS CURVAS CARACTERÍSTICAS

Las curvas características indican una representación gráfica de la superficie inundada y la posible capacidad del embalse, obteniendo así las curvas de elevación área y elevación volumen; las áreas de inundación se obtuvieron con la ayuda de la herramienta Civil Cad a partir de las curvas generadas. Obteniendo las áreas el siguiente paso fue realizar la ponderación entre curva de nivel para verificar el aumento de la capacidad del embalse y encontrar los volúmenes.

Es recomendable realizar un levantamiento topográfico específicamente para la ubicación del sitio de la boquilla y vaso de almacenamiento con el fin de obtener planos topográficos más detallados y con esto una curva de elevaciones-capacidades más confiable; es importante que esta curva sea lo más confiable posible ya que con ella se establecerán los niveles de la cortina; entre ellos el NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias).

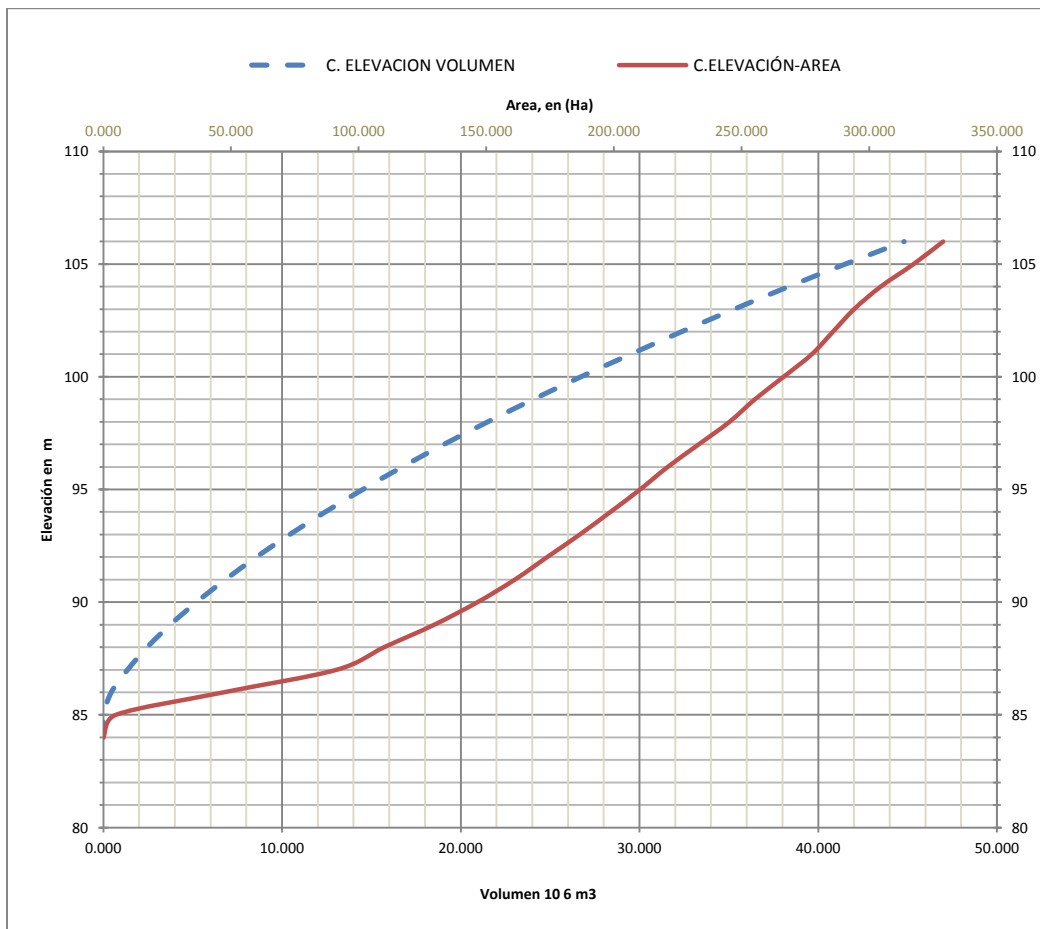


Figura 4.2.3 Curvas Características de elevación volumen y elevación área

La obtención de los volúmenes del embalse de determino mediante la ecuación:

$$\Delta V = \frac{\Delta H}{3} (A_{pi} + A_{Ps} + \sqrt{A_{pi}A_{Ps}})$$

Finalmente se calculan las curvas de elevación- volumen y curvas elevación-área los cálculos se observan en la tabla 4.2.1 y gráficamente se representa en la Figura 4.2.3 La capacidad del embalse se limitó a la curva 106 esto para evitar inundaciones en la población el salto Viejo ubicado aguas arriba de la cortina. Presentándose una capacidad máxima de 44.810 Mm³

Tabla 4.2.1 Determinación de las curvas características

Elevación	Curvas a cada metro								
	Area Cad	Diferencia H	Api	Aps	A acumulada	V1	V2	Va1	Va2
msnm	m2		m2	m2	APP	m3	m3	m3	m3
84	0	0	0	0	0	0	0	0	0
85	98229	1	0	98229	49114	49114	32743	49114	32743
86	844610	1	98229	844610	471420	471420	410292	520534	443035
87	983278	1	844610	983278	913944	913944	913066	1434478	1356101
88	1216655	1	983278	1216655	1099967	1099967	1097898	2534445	2453999
89	1376229	1	1216655	1376229	1296442	1296442	1295623	3830887	3749622
90	1555413	1	1376229	1555413	1465821	1465821	1464907	5296707	5214529
91	1668303	1	1555413	1668303	1611858	1611858	1611529	6908566	6826057
92	1808636	1	1668303	1808636	1738470	1738470	1737998	8647035	8564055
93	1923794	1	1808636	1923794	1866215	1866215	1865919	10513251	10429974
94	2048130	1	1923794	2048130	1985962	1985962	1985638	12499213	12415612
95	2156973	1	2048130	2156973	2102551	2102551	2102317	14601764	14517928
96	2264087	1	2156973	2264087	2210530	2210530	2210313	16812294	16728242
97	2400010	1	2264087	2400010	2332048	2332048	2331718	19144342	19059960
98	2505360	1	2400010	2505360	2452685	2452685	2452497	21597027	21512457
99	2598766	1	2505360	2598766	2552063	2552063	2551921	24149090	24064377
100	2730925	1	2598766	2730925	2664845	2664845	2664572	26813936	26728949
101	2819256	1	2730925	2819256	2775090	2775090	2774973	29589026	29503923
102	2896730	1	2819256	2896730	2857993	2857993	2857905	32447019	32361828
103	2984893	1	2896730	2984893	2940811	2940811	2940701	35387830	35302529
104	3105039	1	2984893	3105039	3044966	3044966	3044769	38432796	38347297
105	3242251	1	3105039	3242251	3173645	3173645	3173398	41606441	41520695
106	3336534	1	3242251	3336534	3289392	3289392	3289280	44895833	44809975

4.3. DETERMINACION DE VOLUMENES Y NIVELES CARACTERISTICOS

Las obras de almacenamiento son obras civiles que generan una serie de posibilidades para el desarrollo de una población y puede tener varios propósitos como:

- a) Irrigación
- b) Generación de energía eléctrica
- c) Control de avenidas
- d) Retención de sedimentos
- e) Acuicultura
- f) Abastecimiento de agua potable
- g) Fines recreativos

Debido a la complejidad que tiene el diseño de una obra de esta magnitud es importante definir la estructura del vaso de almacenamiento. Los elementos que

conforman el vaso de almacenamiento se muestran a continuación.

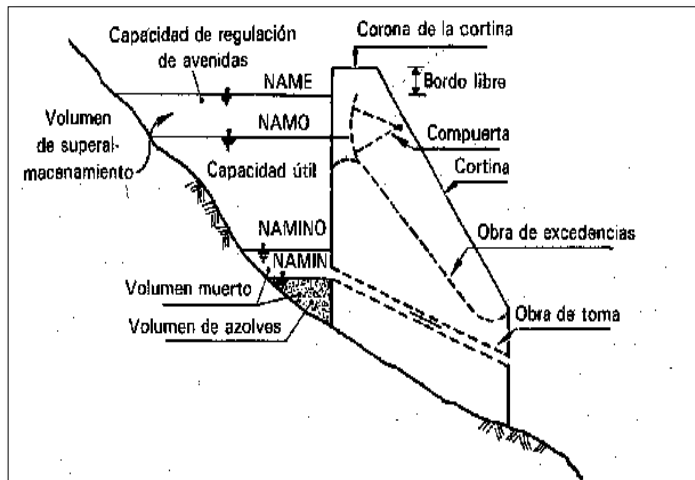


Figura 4.3.1 Principales componentes de un vaso (Aparicio)

NAMINO (Nivel de aguas mínimas de operación) es el nivel más bajo con el que puede operar la presa. El NAMINO (también llamado NAMIN o nivel de aguas mínimas) coincide con el nivel en el que se encuentra la obra de toma y bajo este se reciben los azolves durante la vida útil de la obra. Se obtiene en base al volumen de sedimentos esperado para la vida útil de la presa.

NAMO (Nivel de aguas máximas de operación) Es el máximo nivel con que puede operar la presa para satisfacer las demandas ; cuando el vertedor de excedencias no es controlado por compuertas , el NAMO coincide con la cresta del vertedor que es el punto más alto de esta obra de excedencias. El volumen almacenado entre el NAMO y el NAMIN se le conoce como volumen o capacidad útil y es el agua que satisface las demandas requeridas.

NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias), es el nivel más alto que alcanza el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el NAMO se le conoce como súper almacenamiento, sirve para

controlar las avenidas que se presentan cuando el nivel en el vaso está cercano al NAMO.

CORONA. Es el espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la cortina se denomina bordo libre y está destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento, así como a compensar las reducciones en la altura de la cortina provocada por los asentamientos. (Mijares, 2012)

4.3.1. NIVEL DE AGUAS MÍNIMO (NAMIN)

El nivel del Namin corresponde a un volumen comprendido desde el punto topográfico más bajo de la obra donde se almacena el azolve de sedimentos que se tendrá durante la vida útil de la presa. La aportación de estos sedimentos al sitio de proyección de la cortina se ve afectado por varios factores entre ellos.

- a) La hidrología, los escurrimientos y la distribución de las corrientes
- b) La topografía
- c) Características del suelo, erosionabilidad
- d) La cobertura vegetal
- e) Prácticas de cultivos y conservación de suelos

Debido a que la eficiencia de una obra de almacenamiento está ligada a el aprovechamiento en la vida útil del proyecto es importante realizar la correcta cuantificación del aporte de sedimentos las metodologías para la obtención de los azolves producidos en la cuenca determinaran el nivel del NAMIN .En la cuantificación de la aportación de sedimentos se utilizaron varios métodos y los volúmenes de azolve corresponden al producto de la aportación de sedimentos con el área de la cuenca y la vida útil de la presa que en este caso se considera una proyección a 50 años:

El USBR menciona uno de los criterios para la obtención del aporte de sedimentos (AS). Su cuantificación constituye de fórmulas empíricas desarrolladas a partir de la experimentación y estudios realizados en varias cuencas del sureste de los Estados Unidos de América. La ecuación considera únicamente el área de la cuenca.

$$As = 1421(Ac)^{-0.229}$$

Dónde: *As* es el aporte de sedimentos en $m^3/km^2/año$ y *Ac* es el área de la cuenca

Sustituyendo el área de la cuenca

$$As = 1421(255.7)^{-0.229} = 399.49 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}$$
$$Ps = (399.49 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}) (255.76 \text{ km}^2) (50 \text{ años}) = 5108632.92 \text{ m}^3$$

Otro de los métodos utilizados considera la aportación de sedimentos en función del tamaño de la cuenca y de igual manera determinado a partir de estudios experimentales en cuencas de los EUA. La siguiente tabla muestra la aportación para cada área asignada en Km²

Tabla 4.3.1 Aporte de sedimentos de acuerdo al área

Tamaño de la cuenca (Km ²)	As(Aporte medio de sedimentos m ³ /Km ² -año)
< 25.9	1810
25.9 a 259	762
259 a 2590	481
> 2590	238

La microcuenca el Salto con esta metodología genera un aporte de sedimentos de 762 m³/Km²-año al calcular el volumen de azolve resulta ser de 9744343.796 m³

$$Ps = (762 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}) (255.76 \text{ km}^2) (50 \text{ años})= 9744343.796 \text{ m}^3$$

NAMBA presenta la siguiente ecuación para el calcular los sedimentos, para este proyecto se eligió esta metodología debido a las variables que requiere el método, este método considera además de la precipitación media anual de la zona de estudio (mm), el desnivel topográfico y la cobertura vegetal mediante el factor R (Relación de las áreas de suelo desnudo y cubiertas con vegetación en porcentaje).

$$AS=0.292P+0.474\Delta H-0.118R+2.452$$

Para la obtención del Factor R se tomó en cuenta la caracterización de uso de suelo que maneja la NOM -011-CNA -2015, metodología empleada para calcular el parámetro K . Obteniendo los siguiente porcentajes característicos para el uso de suelo de la microcuenca

Tabla 4.3.2 Distribución de la cubierta vegetal de la microcuenca El Salto

Áreas desnudas y cubiertas			
Entidad	Uso de suelo	Area (Km2)	Area (%)
BOSQUE	del 50 a 75 %	33.650	13.157
CULTIVO	del 50 a 75 %	149.830	58.582
PAZTIZAL	del 50 a 75 %	69.490	27.170
AREA URBANA		2.790	1.091
	Area total	255.760	100.000
% de uso de suelo			
Desnudo %	59.7	Cubierto %	40.3
ha	15262	ha	10314

El coeficiente R es de 147.97. Con la precipitación media anual igual a 1030 mm obtenidos con el método de las isoyetas y un desnivel topográfico de 428 m obtenido a partir de la elevación máxima y mínima de la cuenca se aplica la ecuación de NAMBA.

$$AS=0.292(1030\text{mm}) +0.474(428 \text{ m}) -0.118 (147.97)+2.452= 488.62 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}$$

$$Ps = (488.62 \text{ m}^3/ \text{km}^2/ \text{año}) (255.76 \text{ km}^2) (50 \text{ años})= 6248355.528\text{m}^3$$

El volumen de azolves estimado para la vida útil de la presa de almacenamiento y que rige para el diseño es de 6.25 Mm³

4.3.2. NIVEL DE AGUAS MÁXIMO ORDINARIO (NAMO)

El nivel del NAMO se calcula a partir de la capacidad conformada por el volumen del NAMIN (Criterio de Namba) más el volumen útil que demanda el uso consuntivo. El comportamiento de la evapotranspiración mensual se representa en el siguiente gráfico:

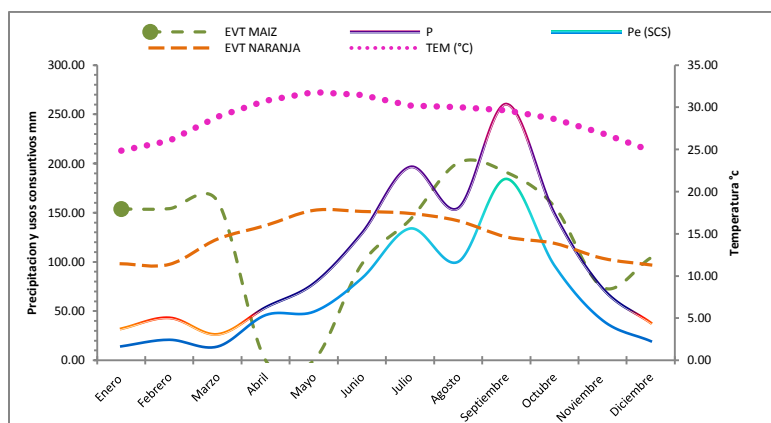


Figura 4.3.2 Condiciones climatológicas en la zona de riego

Determinación del Volumen Útil

Partiendo de la gráfica anterior se puede observar que existen periodos con déficit Hídrico precisamente en las fechas donde la precipitación es menor que la evapotranspiración. Primeramente se calcula el Volumen Neto para ello se obtiene el producto de los usos consuntivos mensuales para cada cultivo por el área de cultivo asignado espacialmente para cada temporada y evaluando la influencia de la precipitación efectiva. Los volúmenes obtenidos son los siguientes:

Tabla 4.3.3 Volumen Neto sin considerar la Precipitación Efectiva Mm³

Cultivo/Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
Maíz	0.36	0.36	0.38	0.00	0.00	0.23	0.34	0.47	0.45	0.37	0.18	0.25	3.40
Naranja	0.43	0.43	0.55	0.61	0.68	0.67	0.66	0.63	0.56	0.53	0.46	0.43	6.63
Total	0.80	0.80	0.93	0.61	0.68	0.90	1.00	1.10	1.01	0.90	0.64	0.68	10.03
Acumulado	0.80	1.60	2.52	3.13	3.81	4.71	5.71	6.81	7.82	8.72	9.35	10.03	11.13

Tabla 4.3.4 Volumen Neto considerando la precipitación efectiva Mm³

Cultivo/Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
Maíz	0.33	0.31	0.35	0.00	0.00	0.03	0.02	0.24	0.02	0.14	0.08	0.20	1.72
Naranja	0.37	0.34	0.48	0.40	0.46	0.30	0.07	0.18	0.00	0.10	0.28	0.34	3.32
Total	0.70	0.65	0.83	0.40	0.46	0.33	0.09	0.42	0.02	0.24	0.36	0.54	5.05
Acumulado	0.70	1.35	2.19	2.59	3.05	3.38	3.47	3.89	3.90	4.15	4.50	5.05	5.05

Los siguientes gráficos muestran el comportamiento de los volúmenes netos mensuales y el acumulado de las demandas considerando y sin considerar la precipitación efectiva:

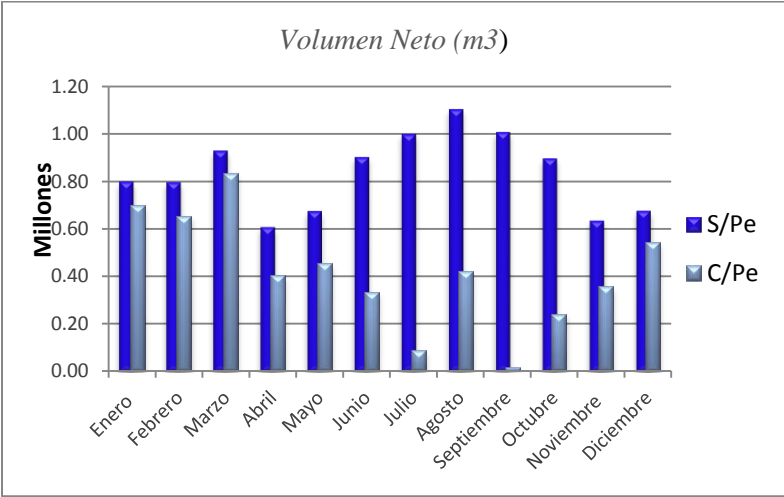


Figura 4.3.3 Volúmenes Netos (Mm³)

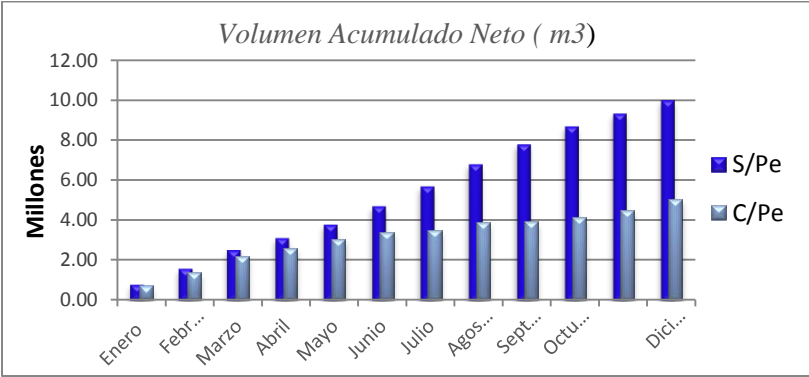


Figura 4.3.4 Volumen Neto Acumulado (Mm³)

Para la obtención de los volúmenes brutos es necesario dividir los volúmenes netos entre la eficiencia de riego para cada cultivo, en el caso del maíz se propone un sistema de riego de aspersión con una eficiencia del 75 % mientras que para las parcelas con cultivo de naranja el manual de producción de naranja del estado de Veracruz recomienda la implementación de riego localizado (micro aspersión o goteo) en este caso se propone el riego por goteo con una eficiencia del 90 %. La justificación de la elección del sistema se menciona en el apartado 5. 2. Finalmente se obtiene un volumen bruto anual 11, 896,128.36 m³, presentándose

el volumen de mayor demanda en el mes de agosto con 1331054.0 m³ este valor regirá para el diseño de la obra de conducción.

Tabla 4.3.5 Volumen bruto sin considerar la precipitación efectiva Millones de metros cúbicos (Mm³)

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
Maíz	0.49	0.49	0.51	0.00	0.00	0.31	0.45	0.63	0.60	0.49	0.23	0.33	4.53
Naranja	0.48	0.48	0.61	0.67	0.75	0.75	0.74	0.70	0.62	0.59	0.51	0.48	7.37
Total	0.97	0.97	1.12	0.67	0.75	1.05	1.19	1.33	1.22	1.08	0.74	0.81	11.90
Acumulado	0.97	1.93	3.05	3.73	4.48	5.53	6.72	8.05	9.27	10.35	11.09	11.90	19.26

Tabla 4.3.6 Volumen bruto considerando la Precipitación efectiva Mm³

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
Maíz	0.44	0.42	0.47	0.00	0.00	0.05	0.03	0.32	0.02	0.19	0.11	0.27	2.30
Naranja	0.41	0.38	0.54	0.45	0.51	0.33	0.07	0.20	0.00	0.11	0.31	0.38	3.69
Total	0.85	0.80	1.00	0.45	0.51	0.38	0.10	0.52	0.02	0.30	0.42	0.65	5.99
Acumulado	0.85	1.65	2.65	3.10	3.60	3.98	4.09	4.61	4.63	4.93	5.34	5.99	11.98

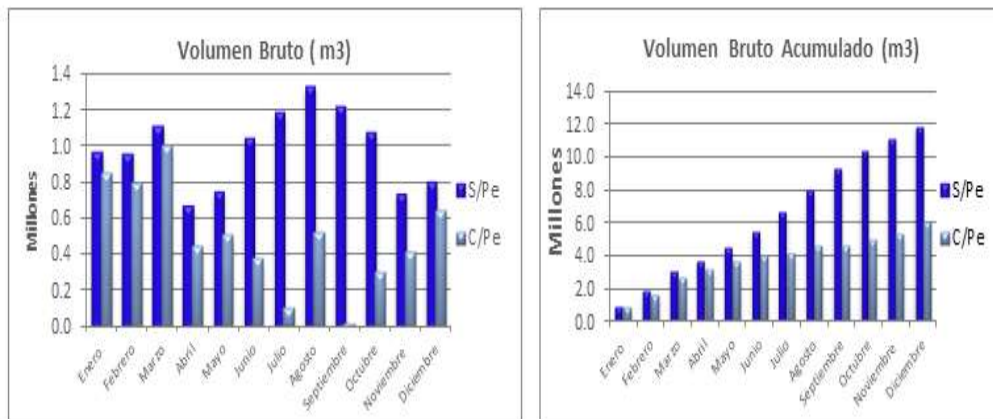


Figura 4.3.5 Volumen bruto mensual y acumulado (Mm³)

Finalmente para obtener el volumen del NAMO se suma el volumen útil con el volumen de azolve para lo cual se obtiene que el volumen estimado es de 18, 144,484 m³.

4.3.3. NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS (NAME)

Para calcular el nivel del Name previamente se realiza el tránsito de avenidas sobre el vertedor, esta simulación permite conocer la eficiencia de diseño de la obra de excedencias, en las simulaciones se han realizado varias propuestas donde se regula los gastos y el dimensionamiento del vertedor. El tránsito de avenidas en vasos es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de la presa dado un hidrograma de entrada. La aplicación de este análisis consiste en:

- Conocer los niveles del vaso y los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación de las compuertas sobre el vaso del vertedor es correcta y minimizar los riesgos de la obra provocados en una avenida, protegiendo bienes materiales y resguardando la seguridad de las vidas humanas aguas abajo.
- Dimensionar la obra de excedencias
- Fijar el Name y las dimensiones de las obras de desvío y ataguías. (Mijares, 2012)

El concepto de transito de avenidas en vasos es una simulación del funcionamiento del vaso que fundamenta su aplicación partiendo de la ecuación de continuidad.

$$I - 0 = \frac{dv}{dt}$$

Donde $I =$ *gasto de entrada del vaso* , $0 =$ *gasto de salida del vaso* , $\frac{dv}{dt} =$ *variación de almacenamiento* .

El tránsito de avenidas se desarrolló con la herramienta Hec-Hms, con el gasto pico para el periodo de retorno de 10000 años obtenido en el apartado 2.9, fue necesario realizar varias propuestas de ancho del vertedor para regular el gasto y determinar el tirante sobre el vertedor el cual se calcula con la ecuación:

$$H = \left(\frac{Q}{C * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde H es la altura sobre el vertedor, L es la longitud. Se propuso el coeficiente de gasto (C) igual a 2, además de la elevación correspondiente al NAMO que coincide con la cresta del vertedor. Las evaluaciones realizadas se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.3.7 Alternativas de diseño de la obra de excedencias

EVALUACION DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS (Tr 10000 años)							
DISEÑOS	N* VERTEDORES	LONGITUD (m)	C	GASTO PICO (m3/s)	GASTO DE SALIDA (m3/s)	% DESCARGA	CARGA SOBRE EL VERTEDOR (Mm3)
DISEÑO 2	1	70	2	2749.9	1849.2	67.2	5.59
DISEÑO 3	1	80			1941.2	70.6	5.28
DISEÑO 4	1	90			2013.3	73.2	5.00
DISEÑO 6	1	100			2083.5	75.8	4.77
DISEÑO 7	1	110			2143.6	78.0	4.56
DISEÑO 8	1	120			2194.6	79.8	4.37

Al realizar esta evaluación muestra mejores resultados con un vertedor de longitud de 100 metros obteniendo una carga sobre este de 4.77 metros y un porcentaje de descarga del 75.8 %.Lo cual da como resultado un volumen de control de avenidas o de súper almacenamiento de 12.44 Millones de metros cúbicos (Mm³)

El comportamiento del tránsito de la avenida para el diseño elegido muestra los siguientes hidrogramas la línea punteada corresponde al gasto de entrada y el gasto de salida (Línea roja) de 2083.5 m³/s.

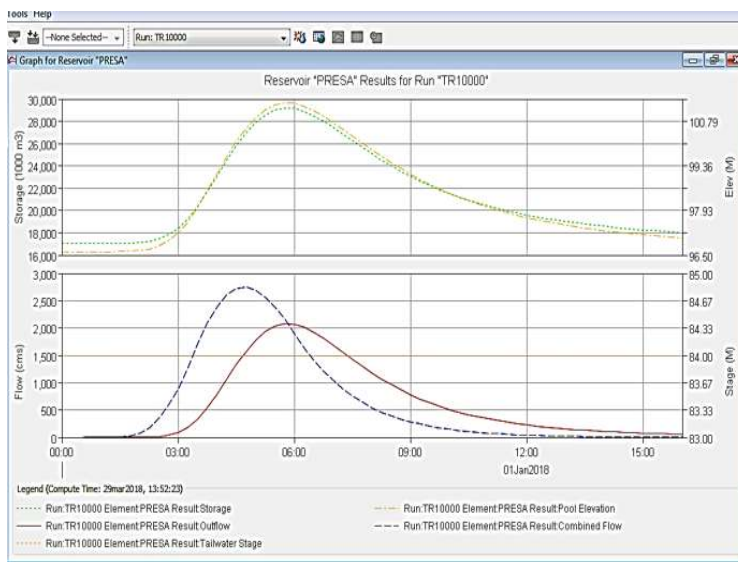


Figura 4.3.6 Transito de avenida Tr=10000 años

La elevación del NAME se obtiene sumando el nivel del NAMO más la carga sobre el vertedor obteniendo una elevación a 101.38 msnm y un volumen de 30.58 Mm³. Se realizó algunas propuestas de diseño del vertedor de excedencia en función de la distancia de 100 m únicamente aumentando el número de vertedores , uno de los diseños más favorables es para un diseño de 5 vertedores con

longitud de 20 metros cada uno y la carga hidráulica sobre estos vertedores de 4.77 m.

Tabla 4.3.8 Evaluación y diseño de la obra de excedencias para periodo de retorno de 10000 años

EVALUACION DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS (Tr 10000 años)							
DISEÑOS	N* VERTEDORES	LONGITUD (m)	C	GASTO PICO (m ³ /s)	GASTO DE SALIDA (m ³ /s)	% DESCARGA	CARGA SOBRE EL VERTEDOR (Mm ³)
DISEÑO 1	10	10	2	2749.9	2083.5	75.8	4.77
DISEÑO 2	7	14.5			2093.2	76.1	4.74
DISEÑO 3	6	16.5			2076.9	75.5	4.79
DISEÑO 4	5	20			2083.5	75.8	4.77
DISEÑO 5	4	25			2083.5	75.8	4.77
DISEÑO 6	2	50			2083.5	75.8	4.77
DISEÑO 7	1	100			2083.5	75.8	4.77

Los hidrogramas para cada una de las evaluaciones para diseño del vertedor y de los gastos picos obtenidos para cada periodo de retorno en la hidrología superficial de este proyecto se presentan en el anexo 5

BORDO LIBRE

Es el espacio que queda entre el Name y la máxima elevación de la cortina (Corona) y está destinado a contener el oleaje y la marea provocados por el viento además de que compensa las reducciones de altura provocadas por asentamientos. Para conocer el volumen de oleaje y asimismo la elevación del bordo libre se realizó la siguiente metodología

1. Determinar el valor del Fetch efectivo
2. Calcular la altura de la Ola

Una forma para calcular el Fetch Efectivo, es trazando la línea central (o línea de diseño) a partir del punto medio de la presa hasta el punto de la ribera opuesta que da la mayor longitud en el espejo del agua en este caso partiendo en la elevación del NAME. Posteriormente se trazan 7 líneas radiales con ángulos de 6° entre sí a ambos lados de la línea central.

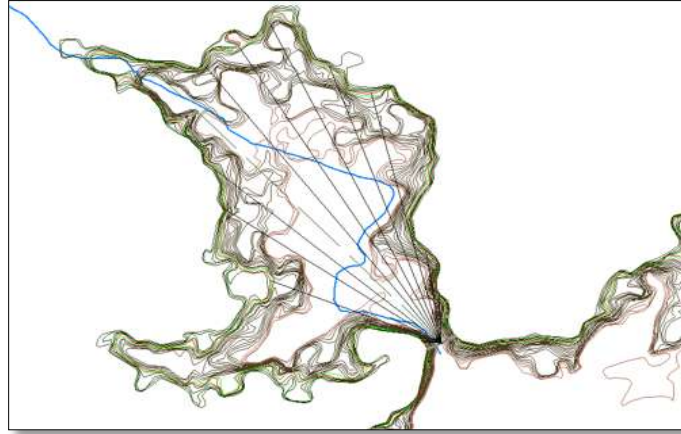


Figura 4.3.7 Calculo del Fetch

El fetch se calcula con la ecuación:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{15} X_i \cdot \cos^2(\alpha_i)}{\sum_{i=1}^{15} \cos(\alpha_i)} \quad [\text{millas}]$$

Dónde:

- Xi : Largo de línea “i”, desde eje presa hasta ribera. [Millas]
- α_i : Angulo entre la línea “i” y la línea central o de diseño.
- F : Fetch Efectivo. [Millas]

Realizando las mediciones con el Software AutoCAD se muestra a siguiente tabla

Tabla 4.3.9 Parámetros para la obtención del Fetch efectivo

cos a	Xi (millas)	Xi*cos2 a
1.00	1.61	1.61
0.99	1.44	1.42
0.98	1.42	1.36
0.95	1.20	1.08
0.91	1.04	0.87
0.87	0.43	0.32
0.81	0.37	0.24
0.74	0.19	0.11
0.99	1.10	1.09
0.98	0.98	0.94
0.95	0.94	0.85
0.91	0.70	0.59
0.87	0.09	0.06
0.81	0.07	0.05
0.74	0.07	0.04

El valor de fetch obtenido fue de 0.79 millas, igual a 1.27 km. La USBR menciona algunas propuestas para conocer la elevación del bordo libre a partir del Fetch.

Tabla 4.3.10 Propuestas de Bordo libre (Fuente USBR)

FETCH (Km)	BORDO LIBRE NORMAL (m)	BORDO LIBRE MINIMO (m)
< 1.6093	1.21	0.91
1.6093	1.52	1.21
4.023	1.83	1.52
8.046	2.43	1.82
16.093	3.04	2.133

De igual manera y para justificar la toma de decisiones se calcula la altura de la ola mediante la siguiente ecuación:

$$a = 0.76 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

Al aplicar la formula se obtiene una altura de la ola de 0.92 m comparado con la propuesta de la USBR corresponde a un borde mínimo de 0.91m , para tener mayor seguridad en el diseño de la obra se considera un factor de seguridad de 50% sobre la altura calculada, obteniéndose una altura de la ola de 1.38 m. La elevación del Bordo libre se calcula sumando la altura del NAME más la altura de la Ola por lo tanto en el proyecto se encuentra a una elevación de 102.8 msnm y el volumen de almacenamiento hasta este nivel es de 34.59 millones de metros cúbicos. En resumen para el diseño de la presa se calculó 4 volúmenes, el volumen de azolve, el volumen útil, el volumen de control de avenidas y el volumen de oleaje. Estas características se verán representadas gráficamente en la curva característica de elevación volumen, para el diseño se llega a una elevación de 102.8 msnm y la longitud de la cortina de 152. m. De igual manera se muestran la superficie de inundación correspondiente a cada Nivel.

Tabla 4.3.11 Niveles del embalse y volumen almacenado

Nivel (msnm)	Volumen almacenado (Mm3)	Volumen entre niveles (Mm3)
Fondo -84	0.00	6.25
Namin -90.64	6.25	
Namo -96.61	18.14	11.90
NAME -101.38	30.58	12.44
CORONA -102.8	34.59	4.01

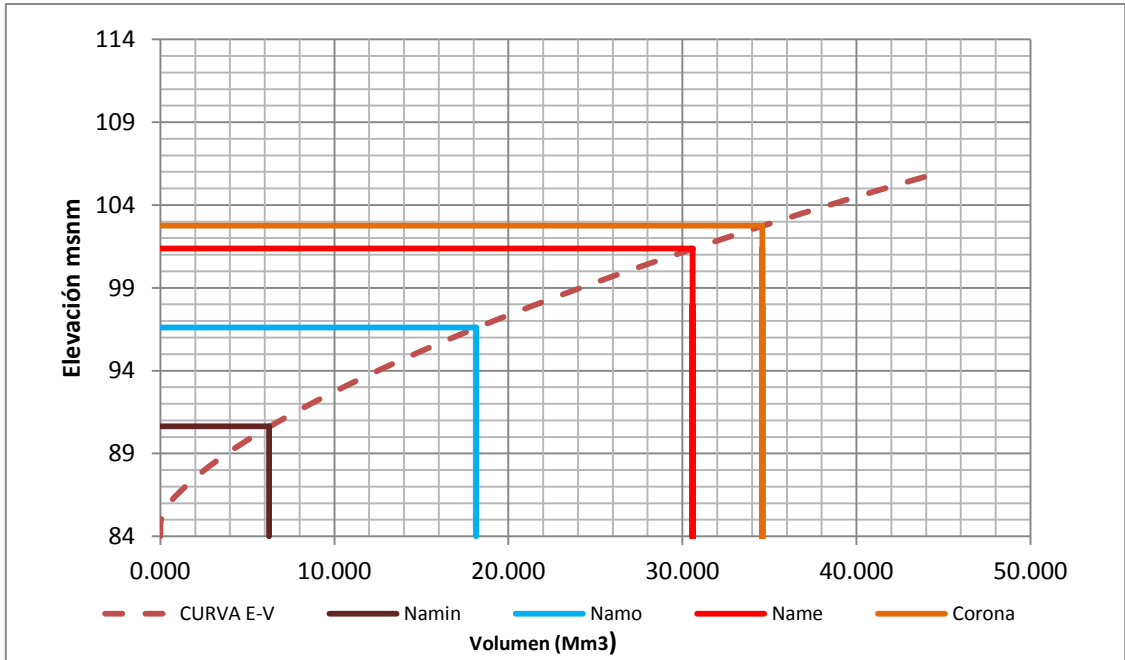


Figura 4.3.8. Niveles del embalse en función de la curva elevación volumen

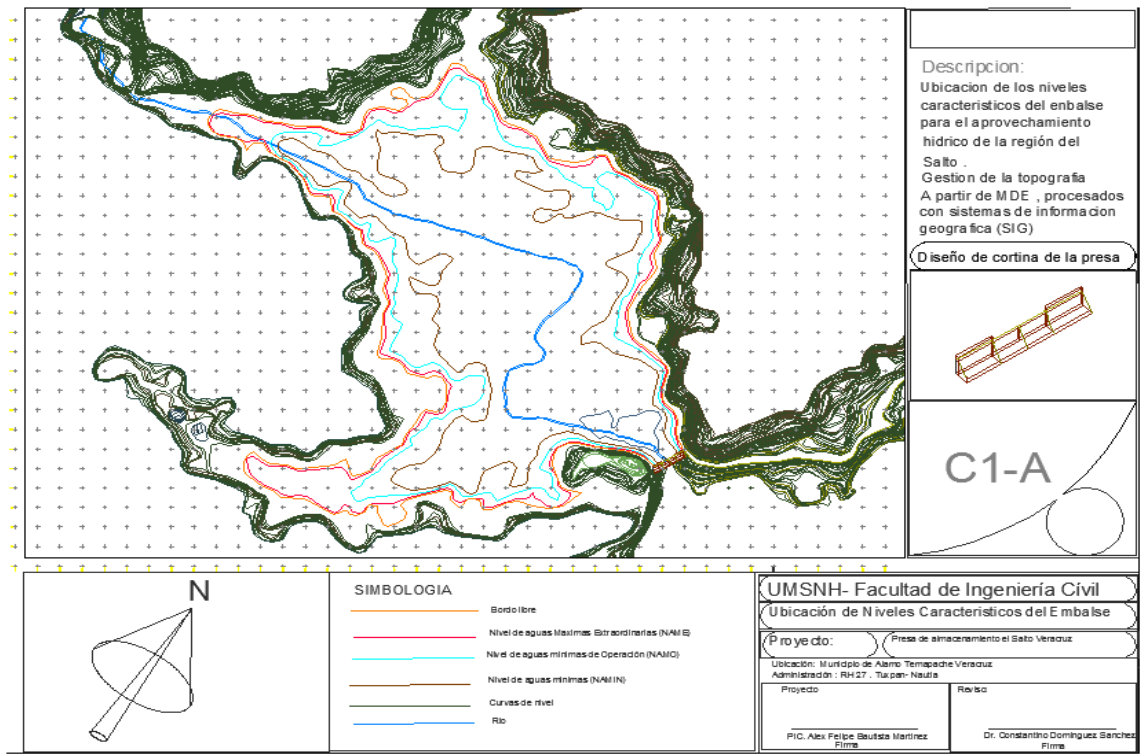


Figura 4.3.9 Vista en planta de la zona de inundación

4.4. REVISION DE LA ESTABILIDAD

La proyección de una obra hidráulica de gran magnitud como lo es la presa de almacenamiento, requiere además de los estudios hidrológicos y topográficos, la realización de estudios geológicos, geotécnicos y sísmicos, para definir la seguridad estructural de la ubicación del proyecto. En este trabajo de investigación únicamente se considera las condiciones topográficas e hidrológicas para el diseño de la cortina de la presa.

Se eligió diseñar una presa con cortina tipo gravedad tomando en cuenta las altas precipitaciones que existen en la zona de estudio y partiendo del análisis topográfico la ventaja de contar con un estrechamiento en el sitio de proyección de menos de 200 m. La elección del tipo de presa no obedece a reglas fijas, debido a que cada emplazamiento tiene sus propias características. Las presas de gravedad requieren de un macizo rocoso de buena calidad para su cimentación, de manera que proporcione a la presa la seguridad frente al deslizamiento y cuya deformidad sea compatible con la rígida estructura de la presa. Otra condición importante en las presas de gravedad es el control de filtraciones y subpresiones (presiones intersticiales ejercidas sobre la base de la cimentación de la presa) (Vallejo, 2002). En el análisis de la estabilidad es importante mencionar que para una presa de gravedad las fuerzas actuantes están directamente relacionadas con el peso propio de la estructura.

En esta etapa de anteproyecto se realiza el diseño de la presa con las siguientes características

- a) Talud aguas abajo 0.92:1
- b) Talud aguas arriba 0.020:1
- c) Cubeta deflectora 3 m
- d) Cimacio vertedor Tipo Craguer
- e) Altura de cortina de 22.8 m

El análisis de estabilidad se realiza para una sección no vertedora de ancho de 1m como se muestra en la figura

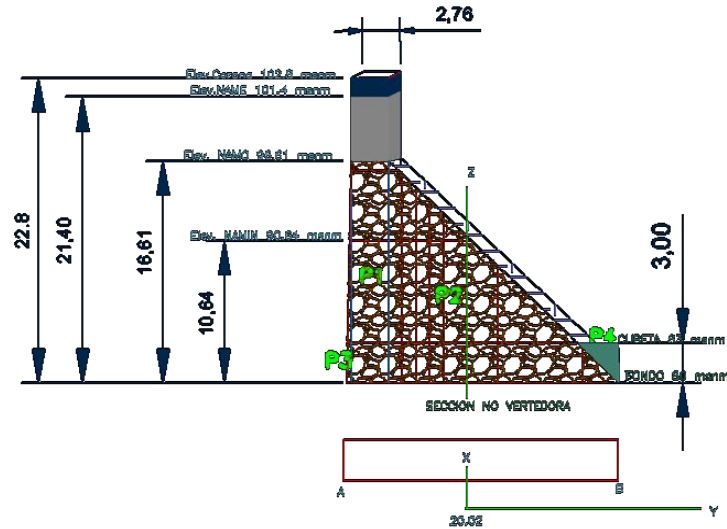


Figura 4.4.1 Sección no vertedora del plano de análisis

4.4.1. DISEÑO HIDRÁULICO DEL PERFIL DEL CIMACIO

Posterior al análisis realizado en el apartado 4.3.3 con la descarga sobre el vertedor de 4.77 m obtenido con la fórmula de Francis en vertedores, se propone el diseño de un vertedor tipo cimacio, esta propuesta para fines de diseño se considera como vertedor de pared delgada donde la cresta se ajusta a la forma de la vena líquida. La sección de cimacio tendrá la forma de un perfil tipo Craguer para evitar presiones negativas en la cresta.

Los vertedores de tipo cimacio tienen una sección en forma de S. La curva superior del cimacio, de vertedor de cresta delgada se ajusta al perfil de la superficie inferior de una lámina de agua con ventilación, lo que representa una forma ideal para obtener descargas óptimas.

Scimemi. E. realizó diversos experimentos con el objetivo de definir el perfil de aguas, en zonas alejadas de la cresta y propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{H_0} = -0.5 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.85}$$

Dónde: H_0 = Carga de diseño en metros

X, y= Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en la arista superior del vertedor de cresta delgada, y sentidos positivos de los ejes hacia la derecha y hacia arriba respectivamente. (SAGARPA, 2000)

La SAGARPA consiente de esta metodología en sus fichas técnicas para diseño de vertedores de excedencias menciona las coordenadas de un cimacio tipo Craguer para una carga de 1 m estas deben ser multiplicadas por la carga de diseño obtenido para a avenida máxima en el estudio hidrológico. Las coordenadas de diseño del vertedor para la carga de 4.77 m se presentan en la tabla 4.4.1 y el diseño del vertedor en la figura 4.4.2

Tabla 4.4.1 Diseño de perfil Craguer

PERFIL CREAGER Hd = 1 m		PERFIL CREAGER Hd = 4.77 m	
0.000	-0.126	0	-0.60102
0.100	-0.036	0.477	-0.17172
0.200	-0.007	0.954	-0.03339
0.300	0.000	1.431	0
0.400	-0.007	1.908	-0.03339
0.600	-0.060	2.862	-0.2862
0.800	-0.142	3.816	-0.67734
1.000	-0.257	4.77	-1.22589
1.200	-0.397	5.724	-1.89369
1.400	-0.565	6.678	-2.69505
1.700	-0.870	8.109	-4.1499
2.000	-1.220	9.54	-5.8194
2.500	-1.960	11.925	-9.3492
3.000	-2.820	14.31	-13.4514
3.500	-3.820	16.695	-18.2214
4.000	-4.930	19.08	-23.5161
4.500	-6.220	21.465	-29.6694

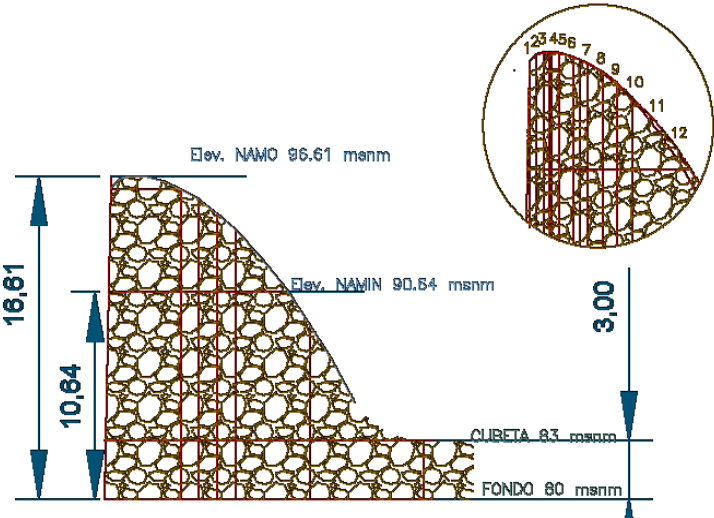


Figura 4.4.2 Vertedor cimacio con perfil Craguer

4.4.2. DETERMINACION DE LAS FUERZAS ACTUANTES

La construcción de presas de gravedad da lugar a las siguientes fuerzas ejercidas, peso propio de la presa que introduce a compresiones y esfuerzos cortantes, cargas hidráulicas resultado de la explotación que generan compresiones esfuerzos cortantes y tensiones, subpresiones en la base de la presa (Vallejo, 2002). El análisis a realizar tiene como objetivo conocer las cargas actuantes y los momentos de volteo para poder evaluar las combinaciones de carga y calcular los esfuerzos permisibles que indiquen la seguridad y estabilidad estructural de la cortina.

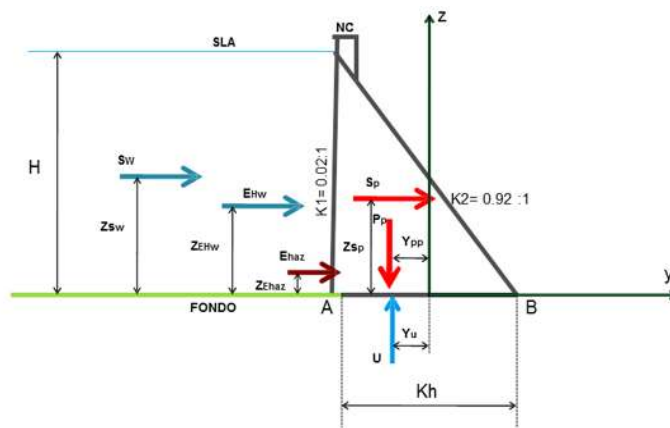


Figura 4.4.3 Ubicación de las fuerzas actuantes

A partir de la base de cimentación se analizan los momentos actuantes para los esfuerzos generados en la sección de análisis de un metro de ancho.

Tabla 4.4.2 Características del material de construcción

COEFICIENTES DE RESISTENCIA DEL MATERIAL			RESISTENCIA COMPRESION	RESISTENCIA A LA TENSION	COHESION	PESO ESPECIFICO MATERIAL	PESO ESPECIFICO DEL AGUA
TENSION	COHESION	ANGULO (FI)	T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ³	T/m ³
0.03	0.08	40	2000	60	160	2.4	1

Peso propio de la estructura

Se calcula los esfuerzos y momentos para cuatro secciones que conformaran la estructura de la presa, considerando el peso específico del material de 2.4 ton/m^3 , los esfuerzos se obtienen como el producto del área de la sección por el peso específico del concreto ($Pp = A * \gamma_c$) (Sanchez, 2017). De acuerdo a la figura 4.4.1.

$$Pp_1 = (b * h) * \gamma_c = (2.76 \text{ m})(16.61 \text{ m}) \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) = 110.024 \text{ ton/m}$$

$$Pp_2 = 0.5 * (B * h') * \gamma_c = 0.5 (16.928 \text{ m})(18.4 \text{ m}) \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) = 373.77 \text{ ton/m}$$

$$Pp_3 = 0.5 (k1 * h)(h') * \gamma_c = 0.5(0.02 * 16.61 \text{ m})(16.61 \text{ m}) \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) = 6.6214 \text{ ton/m}$$

$$Pp_4 = 0.5 (k2 * c)(c) * \gamma_c = 0.5(0.92 * 3 \text{ m})(3 \text{ m}) \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) = 9.936 \text{ ton/m}$$

Los centroides se consideran a partir del centro de gravedad del plano de análisis, los momentos son los siguientes.

$$M_{Pp1} = Pp_1 * \bar{x}_1 = \left(110.024 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-8.2979 \text{ m}) = -912.9735 \text{ ton}$$

$$M_{Pp2} = Pp_2 * \bar{x}_2 = \left(373.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-1.6074 \text{ m}) = -600.8107 \text{ ton}$$

$$M_{Pp3} = Pp_3 * \bar{x}_3 = \left(6.6214 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-9.7886 \text{ m}) = -64.8107 \text{ ton}$$

$$M_{Pp4} = Pp_4 * \bar{x}_4 = \left(9.936 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (9.09901 \text{ m}) = 90.3192 \text{ ton}$$

$$\text{Resumen : } Pp = \left(500.3523 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right), \quad M_{pp} = -1488.2795 \text{ ton}$$

Peso del agua en el talud aguas arriba (K1)

La determinación del peso provocado por almacenamiento en el talud aguas arriba se considera su cuantificación mediante la idealización de una cuña que ejerce un peso en el sentido vertical, principalmente para los niveles de operación (NAMO) y el nivel de excedencia (NAME). (Virrueta, 2016)

$$P\gamma_{wNameo} = 0.5 (k1 * h)(h)(\gamma_w) = (0.5)(0.02 * 16.61 m)(16.61 m) \left(1 \frac{ton}{m^3} \right) = 2.7589 \frac{t}{m}$$

$$P\gamma_{wName} = 0.5 (k1 * h)(H + (H - h))(\gamma_w) = (0.5)(0.02 * 16.61 m)(21.4 m + 4.79) \left(1 \frac{ton}{m^3} \right) = 4.3435 \frac{ton}{m}$$

$$Mw_{Nameo} = \left(2.7589 \frac{ton}{m} \right) (-9.8994 m) = -27.3116 ton$$

$$Mw_{Name} = \left(4.3435 \frac{ton}{m} \right) (-9.8791 m) = -42.9757 ton$$

Empuje hidrostático debido al agua (Fuerzas horizontales)

$$EH_{wNameo} = 0.5 (h)(h)(\gamma_w) = (0.5)(16.61 m)(16.61 m) \left(1 \frac{ton}{m^3} \right) = -137.9461 ton/m$$

$$EH_{wName} = 0.5 (H + (H - h))(h)(\gamma_w) = (0.5)(21.4 m + 4.79 m)(16.61 m) \left(1 \frac{ton}{m^3} \right) = 217.508 \frac{ton}{m}$$

$$MEH_{wNameo} = \left(137.9461 \frac{ton}{m} \right) (5.5367 m) = 763.76 ton$$

$$MEH_{wName} = \left(217.508 \frac{ton}{m} \right) (6.5493 m) = 1424.52 ton$$

Peso vertical y Empuje hidrostático provocados por el volumen de azolve (EH_{az})

La aportación de sedimentos en la vida útil de la presa genera un volumen de azolve que es significativo tanto en el diseño como en la determinación de la estabilidad estos azolves acumulados ejercen un peso vertical a la base de cimentación y un empuje hidrostático (horizontal) el cual es mayor al empuje hidrostático provocado por el agua, considerando que es mayor el peso específico de los materiales sedimentables.

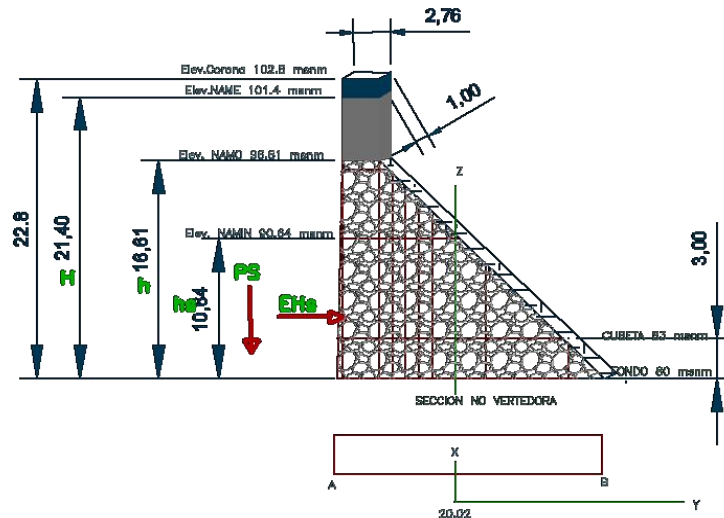


Figura 4.4.4 Esquema de análisis para los empujes y fuerzas actuantes producidos por el azolve

Para este análisis en la determinación de las fuerzas actuantes se considera los siguientes datos:

$$K_a \gamma' s = 0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}, \gamma' s = 0.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Dónde:

K_a es un coeficiente de presión de tierras, $\gamma' s$ es el peso específico de suelo sumergido

El empuje hidrostático se calcula con la ecuación:

$$EH_{az} = 0.5 (K_a \gamma' s) (h_s^2)$$

$$EH_{az} = 0.5 \left(0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (10.64^2) = 20.377 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El peso vertical se obtiene de la siguiente manera:

$$P_{az} = 0.5 (\gamma' s) (K1) (h_a - (h - h_s))^2$$

$$P_{az} = 0.5 \left(0.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (0.02) (10.64)^2 = 1.0415 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$MEH_{az} = \left(20.377 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \right) (3.5467\text{m}) = 72.27 \text{ ton}$$

$$MP_{az} = \left(1.0415 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \right) (-9.9392 \text{ m}) = -10.3519 \text{ ton}$$

Supresión vertical

La construcción de una presa modifica ampliamente las tensiones naturales del macizo rocoso de cimentación dando lugar también además de tensiones y compresiones, la presencia de subpresiones en la base de la estructura. La resultante de los empujes hidrostáticos y el peso propio de la presa provocan una distribución no uniforme en el terreno de cimentación. Una de las alternativas para el control de las subpresiones es mediante pantallas de inyecciones o drenes, los cuales consiguen aumentar la estabilidad de la presa. (Vallejo, 2002)

Cuando se implementan drenes en el diseño, el diagrama de presiones se abate y se procede a dividir el diagrama de subpresión en esfuerzos U con sus respectivos momentos de volteo. Se consideró una distancia de talón A la ubicación de los drenes equivalente a 3 metros, idealizando la inexistencia de un tirante aguas abajo. De acuerdo a la USBR se analizan los drenes con un valor de $k=0.25$.

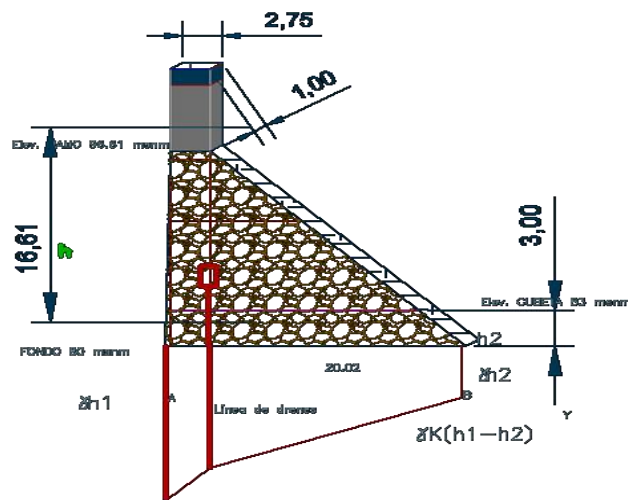


Figura 4.4.5 Ubicación de los drenes

Realizando los cálculos correspondientes se tiene

$$U1_{Namo} = (-dk (\gamma_w) (h - h_0)) = (-3m)(0.25) \left(1 \frac{ton}{m^3} \right) (16.61 m - 0m)$$

$$= -12.4575 \frac{ton}{m}$$

$$U2_{Namo} = -0.5 d (\gamma_w) ((h) - k(h - h_0))$$

$$= -(0.5)(3m) \left(1 \frac{ton}{m^3} \right) ((16.61m) - (0.25)(16.61 m - 0m)) = -18.686 \frac{ton}{m}$$

$$U3_{Name} = (-0.5)(k)(\gamma_w) (h - h_0)(AB - d)$$

$$U3_{Name} = (-0.5)(0.25) \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (16.61 \text{ m} - 0\text{m})(20.02 \text{ m} - 3\text{m}) = -35.3682 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$U_{Name} = -66.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$MU1_{Name} = \left(-12.4575 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-8.5101 \text{ m}) = 106.0146 \text{ ton}$$

$$MU2_{Name} = \left(-18.686 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-9.0101 \text{ m}) = 168.3650 \text{ ton}$$

$$MU3_{Name} = \left(-35.3682 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-1.3367 \text{ m}) = 47.2366 \text{ ton}$$

$$MU_{Name} = 321.6161 \text{ ton}$$

$$U1_{Name} = (-dk (\gamma_w) (H - h_0)) = (-3\text{m})(0.25) \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (21.4 \text{ m} - 0\text{m}) = -16.050 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$U2_{Name} = -0.5 d (\gamma_w)((H) - k(H - h_0))$$

$$= -(0.5)(3\text{m}) \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) ((21.4) - (0.25)(21.4 \text{ m} - 0\text{m})) = -24.075 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$U3_{Name} = (-0.5)(k)(\gamma_w) (H - h_0)(AB - d)$$

$$U3_{Name} = (-0.5)(0.25) \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (21.4 \text{ m} - 0\text{m})(20.020 \text{ m} - 3\text{m}) = -45.529 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$U_{Name} = -85.6540 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$MU1_{Name} = \left(-16.050 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-8.5101 \text{ m}) = 136.5871 \text{ ton}$$

$$MU2_{Name} = \left(-24.075 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-9.0101 \text{ m}) = 216.9182 \text{ ton}$$

$$MU3_{Name} = \left(-45.529 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (-1.3367 \text{ m}) = 60.8587 \text{ ton}$$

$$MU_{Name} = 414.36 \text{ ton}$$

Análisis bajo efectos de sismo

En este apartado se analiza las fuerzas actuantes de peso de la estructura bajo los efectos de sismo. El empuje de la presa en dirección horizontal y el empuje que puede provocar el agua bajo sismo en la misma dirección. Las fuerzas actuantes bajo análisis se verán afectadas por el coeficiente sísmico de la zona el cual se determinó mediante la zonificación sísmica y el tipo de suelo que presenta el manual de la comisión federal de electricidad; la zona de estudio se encuentra en la zona A presentando un suelo tipo 1 que se caracteriza por ser un terreno firme, con presencia de estratos rocosos de suelo muy compacto ubicados a una profundidad menor de 3 metros. El coeficiente sísmico λ es igual a 0.08.

Calculo del empuje de la presa debido al sismo horizontal

$$SPp_1 = Pp_1 * \lambda = \left(110.024 \frac{ton}{m}\right) (0.08) = 8.8020 \frac{ton}{m}$$

$$SPp_2 = Pp_2 * \lambda = \left(373.770 \frac{ton}{m}\right) (0.08) = 29.9016 \frac{ton}{m}$$

$$SPp_3 = Pp_3 * \lambda = \left(6.6214 \frac{ton}{m}\right) (0.08) = 0.5297 \frac{ton}{m}$$

$$SPp_4 = Pp_4 * \lambda = \left(9.936 \frac{ton}{m}\right) (0.08) = 0.7949 \frac{ton}{m}$$

$$MSPp_1 = \left(8.8020 \frac{ton}{m}\right) (8.3050 m) = 73.1004 ton \frac{m}{m}$$

$$MSPp_2 = \left(29.9016 \frac{ton}{m}\right) (6.1333 m) = 183.3966 ton \frac{m}{m}$$

$$MSPp_3 = \left(0.5297 \frac{ton}{m}\right) (5.5367 m) = 2.9328 ton \frac{m}{m}$$

$$MSPp_4 = \left(0.7949 \frac{ton}{m}\right) (1 m) = 0.7949 ton \frac{m}{m}$$

Resumen de resultados:

$$SPp = 40.0282 \frac{ton}{m}$$

$$MSPp = 260.225 ton \frac{m}{m} .$$

Empuje en el agua por efecto de sismo (S_w) en la dirección Horizontal

Para conocer el empuje producido en el agua por efecto de sismo (S_w) en la dirección Horizontal y su momento correspondiente se utilizó la Formula de Zangar esta metodología considera además de la elevación de la superficie libre del agua. coeficientes C_m α y β parametros que se presentan en el anexo 6. De acuerdo a

la metodología se dice que existe un ángulo $\theta = 0$, si más de la mitad del paramento es vertical, caso contrario se tendrá un ángulo θ entre la línea vertical y la línea que une el talón con la intersección de la superficie libre del agua y el paramento aguas arriba (Sanchez, 2017). Los parámetros considerados para la evaluación de empuje horizontal con sismo se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.4.3 Parámetros sísmicos

COFICIENTE SISMICO λ	0.08
θ_{arr}	1.146
cm	0.721
h/H	1
α	1.44
β	0.402
θ_{ab}	42.614
cm	0.42

El esquema de análisis presentado por Zagar se muestra en la figura 4.4.6 la ecuación se expresara con la nomenclatura (S_w) y el centroide (Z_w).

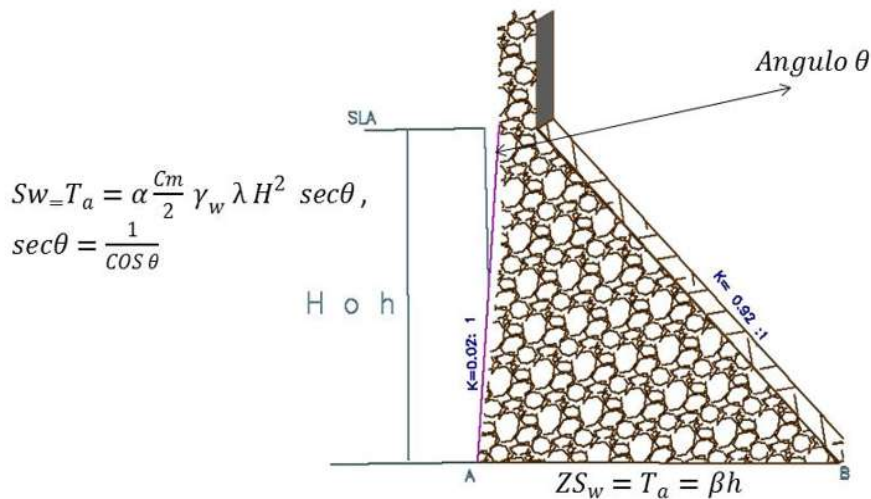


Figura 4.4.6 Esquema de empuje del Agua debido al sismo

$$SW_{=T_a} = \alpha \frac{Cm}{2} \gamma_w \lambda H^2 \sec\theta, \sec\theta = \frac{1}{\cos\theta}$$

$$ZS_w = T_a = \beta h$$

$$SW_{Namo=T_a} = (1.44) \left(\frac{0.721}{2}\right) \left(1 \frac{ton}{m^3}\right) (0.08)(16.61 m)^2 \left(\frac{1}{\cos 1.146}\right) = 11.4600 \frac{ton}{m}$$

$$SW_{Name=T_a} = (1.44) \left(\frac{0.721}{2}\right) \left(1 \frac{ton}{m^3}\right) (0.08)(21.4 m)^2 \left(\frac{1}{\cos 1.146}\right) = 19.0227 \frac{ton}{m}$$

$$ZSW_{Namo} = T_a = (0.402)(16.61 m) = 6.6772 m$$

$$ZSW_{Name} = T_a = (0.402)(21.4 m) = 8.6028 m$$

$$MSW_{Namo} = \left(11.4600 \frac{ton}{m}\right) (6.6772 m) = 76.5208 ton$$

$$MSW_{Name} = \left(19.0227 \frac{ton}{m}\right) (8.6028 m) = 163.6485 ton$$

4.4.3. REVISION DE LAS CONDICIONES DE SEGURIDAD

Realizado el cálculo de las fuerzas y momentos actuantes, el siguiente paso es analizar las condiciones de seguridad de la presa, de acuerdo a los factores de seguridad establecidos para cada caso. Las condiciones que se revisaron bajo los siguientes criterios:

1.- Los esfuerzos máximos de compresión deben ser menores a los permisibles.

$$\sigma_{ZA} = \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} y_A \quad ; \quad \sigma_{ZB} = \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} y_B$$

2.- La resistencia al deslizamiento debe ser superior a las fuerzas deslizantes

$$FFC > FS \qquad FFC = \frac{cA + N \tan\phi}{\sum F_h}$$

3.- Los esfuerzos (mínimos) en el talón (sin considerar subpresión) deben ser mayores que los debidos a la subpresión.

$$\sigma_{ZA} = \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} y_A \quad ; \quad \sigma_{Zu} = P\gamma h - \frac{f't}{FS} \quad , \quad \sigma_{ZA} > \sigma_{Zu}$$

De acuerdo a los criterios mencionados se realizan varias combinaciones de carga para análisis de general de la estructura diseñada se deben cumplir las siguientes condiciones.

- a) Agua al Namó (ordinaria)
- b) Agua al Name (extraordinaria)
- c) Agua al Namó con sismo (extraordinaria)
- d) Presa vacía
- e) Presa vacía con sismo (extraordinaria)

Ejemplificación de revisión de condiciones agua al Namó (ordinaria)

CONDICION I

Suma de fuerzas verticales

$$P = P_p + P_{w\text{namo}} + P_{az} + U_{\text{namo}} = 437.671 \text{ ton/m}$$

Suma de momentos verticales

$$M_c = M_{pp} + M_{P_{w\text{namo}}} + M_{Eh_{\text{namo}}} + M_{P_{az}} + M_{Eh_{az}} + M_{U_{\text{namo}}} = -368.293 \text{ t} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Esfuerzo de compresión en B

$$\sigma_{ZB} = \frac{P}{A} - \frac{M_c}{I} y_B = 16.348 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para el esfuerzo a compresión se analiza la sección del plano de cimentación donde:

A = Ancho de la presa de talón A al B

I = Inercia de la sección en planta

y_B = Distancia del talon al centro de gravedad

Esfuerzo de compresión máximo

$$\sigma_{ZB\text{máx}} = \sigma_{ZB} (1 + K_2^2) = \left(16.348 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (1 + 0.92^2) = 27.375 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo permisible:

$$\sigma_{ZB\text{ permisible}} = \frac{f'_c}{FS} = \frac{2000}{4} = 500 \text{ ton/m}^2$$

Dónde: f'_c , es la resistencia a compresión del concreto = $2000 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

y el factor de seguridad FS igual a 4 para condiciones ordinarias

Resultados: debido a que $\sigma_{zBm\acute{a}x}=27.375 < \sigma_{zB\text{ permisible}} = 500 \frac{t}{m^2}$, por tanto se cumple la condici3n I.

CONDICION II

Suma de las fuerzas horizontales:

$$\sum Fh = EHw_{Namo} + EH_{az} = 158.324 \text{ t/m}$$

Factor de seguridad de cortante:

$$FFC = \frac{cA + N \tan \phi}{\sum F_h} = \frac{(160 \frac{ton}{m^2})(20.020 \text{ m}) + (437.671 \frac{ton}{m})(0.834)}{158.324 \frac{ton}{m}} = 22.552$$

D3nde:

$$\tan \phi = \tan(40) = 0.834, \text{ Cohesion} = (160 \frac{ton}{m^2}) \text{ N} = \text{Suma de las fuerzas verticales}$$

La condici3n II se cumple debido a que $FFC = 22.552 > FS = 4$

CONDICION

III

$$\sigma_{ZA} = \frac{P}{A} - \frac{M_C}{I} y_A$$

$$\sum P = P_p + P\gamma w_{Namo} + P_{az}$$

$$\sum P = M_{pp} + M_{w_{Namo}} + MEH_{w_{Namo}} + MEH_{az} + MP_{az}$$

$$\sum P = \left(500.3523 \frac{ton}{m}\right) + \left(2.7589 \frac{ton}{m}\right) + \left(1.0415 \frac{ton}{m}\right) = 504.153 \frac{ton}{m}$$

$$M_C = -1488.28 \text{ ton} - 27.31 \text{ ton} + 763.76 \text{ ton} + 72.27 \text{ ton} - 10.3519 \text{ ton} = -689.909 \text{ ton}$$

Esfuerzo de compresi3n en A:

$$\sigma_{ZA} = \frac{504.153 \frac{ton}{m}}{20.020 \text{ m}} - \frac{-689.909 \text{ ton}}{668.688 \text{ m}^4} (-10.010 \text{ m}) = 35.510 \frac{ton}{m}$$

$$\sigma_{Zu} = P\gamma h - \frac{f' t}{FS} = (0.25) \left(1 \frac{ton}{m^3}\right) (16.61 \text{ m}) - \left(\frac{60 \frac{ton}{m^2}}{4}\right) = -10.848 \frac{ton}{m}$$

Dónde: P = Factor de drenes, f^t resistencia a la tensión del material

$$\sigma_{zu} < \sigma_{ZA} \text{ por tanto se cumple la condición III}$$

Los cálculos para las demás condiciones se muestran en las tablas del anexo 7, en resumen de resultados para el análisis de estabilidad de la cortina con la geometría de la sección transversal analizada cumple de manera eficiente cada uno de los casos por lo que se garantiza la estabilidad de la cortina, los planos de diseño de la obra se muestra en el anexo 8 con los detalles de diseño a continuación solo se muestra el resumen de resultados de la estabilidad.

Tabla 4.4.4 Resumen de resultados del análisis de estabilidad

COMBINACIÓN DE CARGAS	CONDICIÓN DE SEGURIDAD		
	I	II	III
AGUA AL NAMO	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>
AGUA AL NAMO Y SISMO	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>
AGUA NAME	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>
PRESA VACÍA	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>
PRESA VACÍA SISMO	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>	<i>CUMPLE</i>

5. DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

5.1. SISTEMAS EXISTENTES

La distribución del agua resulta ser la operación más importante de todas las acciones que se llevan a cabo para la implementación de un distrito de riego, esta etapa representa la finalidad esencial de los largos trabajos y estudios realizados. A partir que se inicia esta labor entra en acción tres de los principales factores fundamentales para la agricultura de riego: clima, suelo y agua; una buena distribución del agua destinado al riego dependerá estrechamente del método elegido y este deberá considerarse de acuerdo al tipo de cultivo a regar ya que cada uno tiene sus ventajas y desventajas.

Conocer los métodos de riego existentes permite desarrollar estrategias agrícolas tanto de operación como de aprovechamiento óptimo de la superficie de riego, así como una mejor distribución espacial de los cultivos a nivel parcelario que

implique mejores condiciones de desarrollo para poder tener una mayor producción en las áreas cultivadas. No obstante un buen manejo de los sistemas estará estrictamente relacionado con la administración en la operación por parte de los agricultores o del organismo encargado del distrito con el fin de reducir las pérdidas de agua que se presentan en esta etapa.

Los métodos de riego existentes son:

Riego por surcos: Como su nombre lo indica, es el método aplicado para el riego de los cultivos en surcos, en algunos casos, desde el riego de germinación o de asiento, cuando la siembra de las semillas se hace en seco, como se hace con él con el algodón o el maíz en suelos arcillosos (Vicente, 1976). Otros cultivos a los que favorece este tipo de método son el frijol la caña de azúcar, el chile, el tomate y la papa. Este método puede llegar a resultar uno de los más económicos ya que funciona a gravedad los surcos se trazan siguiendo la pendiente del terreno, en aquellos terrenos donde la topografía es muy accidentada se trazan en diagonal. La aportación de agua es obtenida a partir de pequeñas represas o canales generalmente de tierra enlazados por tubos ubicados en la cabeza del surco. Este sistema es muy eficiente sin embargo en terrenos que son planos no es muy recomendable ya que se necesita de un buen sistema de drenaje para evitar la salinización de los suelos y elevación del nivel freático.

Riego por aspersión: Este sistema presenta ventajas en cuanto a la economía del agua y la distribución de la humedad la principal desventaja son los elevados costos de inversión y el cuidadoso manejo que el sistema requiere. En esta técnica, el agua es aplicada simulando una lluvia, el agua es esparcida al aire mediante rociadores localizados en tubería que conduce agua presurizada (Delgado, 2010). Una de las características principales es que las líneas son ligeras en cuanto al peso. Existen dos principales tipos de aspersores:

1- De cabeza rotatoria. Su estructura constituye de una cabeza de riego que gira alrededor de un eje mojando los cultivos cercanos, puede ser transportada a lo largo de la superficie de irrigación en colaboración con tuberías flexibles (Mangueras)

2.- Aspersores en tuberías altas .Su sistema de operación resulta ser el mismo que los aspersores de cabeza rotatoria solo que se encuentra a una mayor altura y son ligeras en cuanto a su peso.

Riego presurizado (goteo y micro aspersión)

Riego por goteo: Es un sistema presurizado donde el agua se conduce y distribuye por tuberías a presión. Se denominan riego localizados porque

humedecen un sector de volumen del suelo suficiente para que se desarrolle el cultivo. El agua circula por toda la tubería hasta llegar a los emisores, en donde se pierde la presión y velocidad de manera que sale gota a gota, se filtra vertical y horizontalmente y al mojar el suelo forma un bulbo húmedo cuyo contorno depende de la textura del suelo y del volumen de agua suministrado.

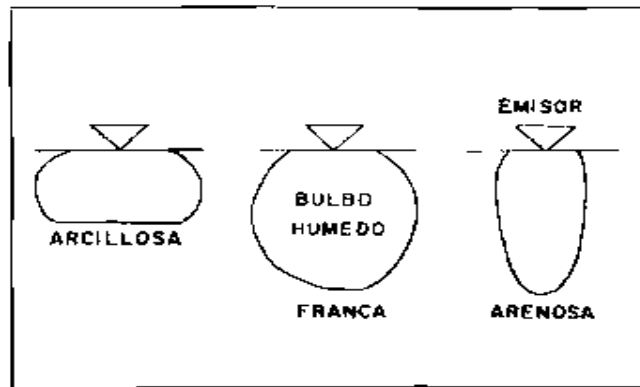


Figura 5.1.1 Forma y tamaño del bulbo húmedo, según la textura del suelo

Este sistema también se denomina de alta frecuencia, lo que permite regar de una a dos veces al día, Debido a los riegos frecuentes permite reducir el stress Hídrico.

El sistema se compone de los siguientes elementos:

- Fuente de abastecimiento
- Cabeza principal
- Tuberías de conducción principales
- Cabezales de campo
- Tuberías Terciarias
- Laterales de riego con emisores

El sistema consta de sistemas diferentes que se denominan

- Subunidad de riego es el área que se riega con una válvula o cabezal de campo
- Unidad de riego : es la superficie que se riega simultáneamente tomando un conjunto de unidades de riego
- Operación de riego : Es la superficie que se riega a la vez en el conjunto de unidades de riego

Riego por micro aspersión: Es un sistema presurizado variante del riego por aspersión, la diferencia que presenta es que tiene un menor alcance y las gotas son más pequeñas. Los equipos poseen un deflector giratorio denominado rotor o bailarina que ayuda a ofrecer una mejor distribución del agua con una menor tasa de precipitación que los difusores y un mayor diámetro de cobertura.

Entre las ventajas que se pueden destacar del método son:

- Ahorro de agua
- Es más uniforme
- Útil en cultivos que requieren mayor humedad y descenso de temperatura en los huertos.
- Apto para terrenos irregulares con desniveles y pendientes.

Desventajas:

- Alta inversión Inicial
- Interfiere en las labores de cultivo y acondicionamiento del terreno
- Es un sistema fijo con muchos elementos expuestos, que pueden averiarse o romperse.
- Las boquillas o los reguladores de presión se pueden taponar

Es necesario realizar un buen diseño agronómico para planificar donde se ubicaran los aspersores y las distancias entre ellos en función de las plantas del cultivo.

5.2. SELECCIÓN DE SISTEMA DE RIEGO (DISEÑO AGRONÓMICO)

Una vez conocidos los sistemas existentes el siguiente paso es elegir el tipo de sistema más conveniente para implementar en las superficies de cultivo. Dentro de esta etapa entra en acción varios elementos y características obtenidas a lo largo del proceso; este conjunto de elementos son los que se deben de considerar para un buen diseño de la red el cual consiste en un diseño agronómico y el funcionamiento hidráulico.

En el diseño agronómico se calcula la capacidad del sistema (Martínez E. V., 2016). En esta etapa es importante conocer la topografía de la zona de cultivo, los usos consuntivos para los diferentes tipos de cultivo, las propiedades del suelo, la disponibilidad del agua; con la finalidad de obtener las características de la red en un sistema parcelario obteniendo los requerimientos de riego (gasto) necesarios por planta y por hectáreas de cultivo.

En el proyecto únicamente se tienen dos tipos de cultivo con las siguientes superficies 236.25 hectáreas de maíz y 443.25 hectáreas la naranja. Como se mencionaba para este proyecto es necesario mejorar los procesos de producción en cultivo naranja en aquellas temporadas donde se presenta un déficit hídrico.

5.2.1. DISEÑO AGRONÓMICO DE LA NARANJA

De acuerdo al manual de producción de naranja para el estado de Veracruz menciona algunas recomendaciones para la implementación de un sistema de riego para este tipo de cultivo. Desde el punto de vista fisiológico el periodo en que los árboles de cítricos requieren mayor humedad es durante cada una de las épocas de brotación y hasta que el fruto alcanza 2.5 centímetros de diámetro.

En el estado de Veracruz se sugiere el método localizado en huertos de cítricos por las siguientes razones.

- a) Ahorro del más del 50 % del consumo de agua, con relación a los demás métodos.
- b) Humedecimiento localizado
- c) Nivelación nula del suelo. Incluso se pueden utilizar en terrenos de lomerío
- d) Reparación sencilla de los componentes del sistema
- e) Poca mano de obra para su operación
- f) Es posible aplicar fertilizantes y pesticidas con el agua de riego

Generalmente el sistema requiere de baja presión y consiste en utilizar PVC o polietileno negro.

Para un sistema de riego por goteo en el mercado se encuentra una gran variedad de modelos de emisores por lo que dependerá del proyectista realizar la elección del emisor de acuerdo a los resultados del diseño agronómico. La tubería en donde se encuentra el sistema debe estar paralela a la hilera de los árboles con una separación de 10 a 15 centímetros del tronco para facilitar el desarrollo del sistema radical. Otra recomendación para la implementación de este sistema es el traslape de los bulbos estos entre un 10 y 30 % para asegurar el cubrimiento de todo el sistema radicular. La distancia entre emisores de una misma tubería debe ser de un metro en suelos con textura arenosa y 1.50 metros en suelos con textura arcillosa. (INIFAP, 1998)

Otro factor importante para el diseño agronómico es el espaciamiento o distancia entre árboles e hileras existen tres métodos muy comunes, el marco real, tresbolillo y rectángulo. De acuerdo a productores de la zona el sistema de plantación de Marco real genera mayor producción en comparación al tresbolillo

debido a que los arboles aprovechan aún más la luz solar y presentan mayor aeración. Sin embargo actualmente se ha estado usando el sistema rectangular ya que permite cultivar un mayor número de plantas.

En la siguiente tabla se muestran algunos arreglos para la plantación de cultivo de naranja y la población de árboles obtenida para una hectárea de cultivo.

Tabla 5.2.1 Población de árboles según su distanciamiento

Distancias entre hileras (m)						
Distancia entre árboles (m)	4	5	6	7	8	9
3	833	666	555	475	416	370
4	625	500	416	357	312	278
5	500	400	333	286	250	222
6	416	333	278	238	208	185
7	357	286	238	204	178	158
8	312	250	208	178	156	139

Para el diseño del sistema agronómico del sistema de riego por goteo se utilizó el software Riego.Loc, con la información de los usos consuntivos y las propiedades de suelo obtenidas a partir de las pruebas de campo que tienden a ser un franco arcilloso. En las huertas del municipio el arreglo de los arboles corresponde a un método rectangular con distancia entre arboles de 4 metros y distancia entre hileras de 5 metros. Se considera una profundidad radicular para los cítricos de 0.8 metros en su etapa de desarrollo y las necesidades netas de riego obtenido del uso consuntivo en el mes de mayor demanda, en este caso para el mes de mayo es de 4.81 mm/día; también se requiere conocer las características del gotero. En este caso se evalúan distintos equipos comerciales con distintas características para poder optimizar mejor el sistema tanto en la distribución del recurso agua como en el costo, y con la opción de reducir el tiempo de aplicación del riego. Habiendo en el mercado goteros con caudales nominales desde 2, 4, 8, 12,14 l/h (litros por hora); para este diseño se elige un gotero con caudal nominal de 4 l/h y su evaluación para un tipo de suelo franco arcilloso. Es común en los huertos de cítricos que el riego por goteo se diseñe con 2 laterales paralelos a las líneas de cultivo generalmente para arboles adultos, sin embargo en este caso se propone un diseño de manera que los goteros vayan instalados en aros formados con mangueras que se insertan en la línea lateral o de distribución es decir rodeando el árbol.

Los resultados obtenidos con los datos del diseño son los que se muestran en la figura 5.2.1.

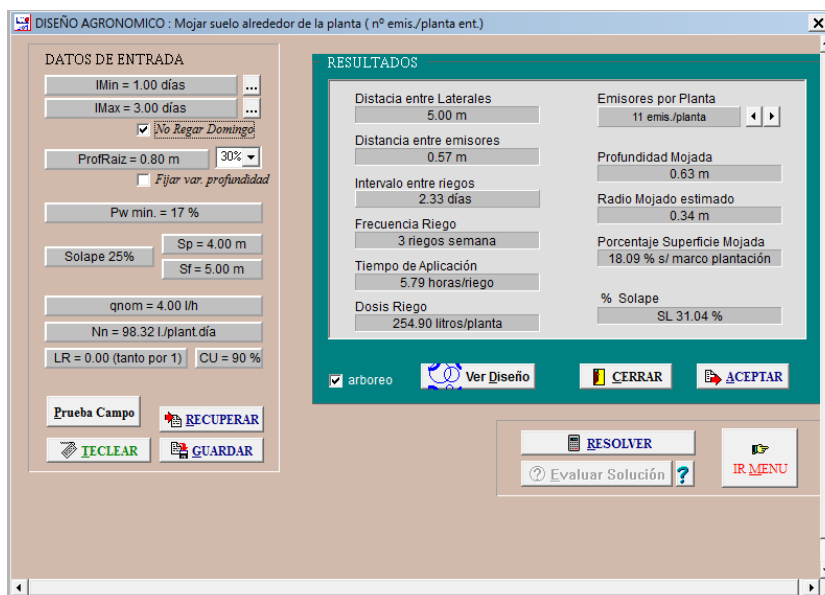


Figura 5.2.1 Diseño agronómico software Riego. Loc (Naranja)

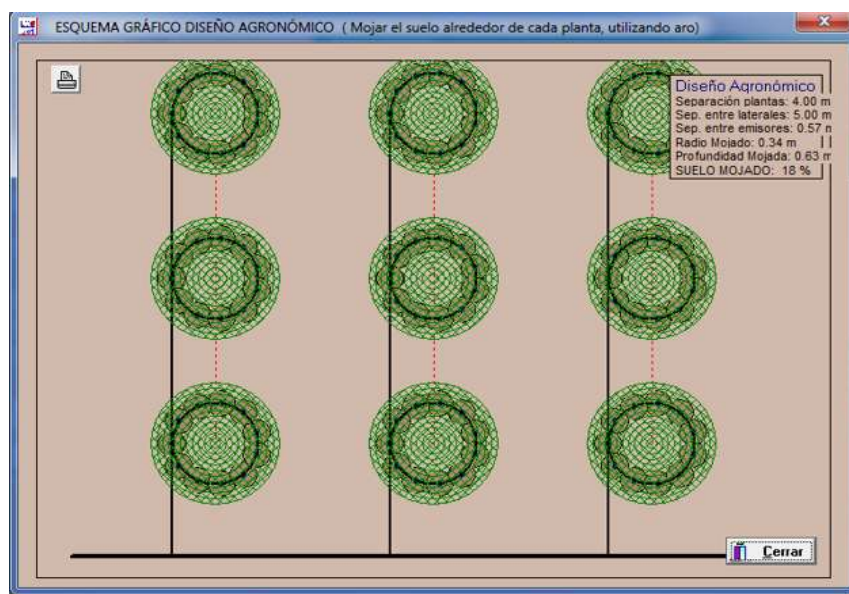


Figura 5.2.2 Esquema del sistema agronómico para los cultivos de naranja

Los resultados muestran una distribución de laterales de riego para cada fila de cultivo a la distancia entre filas correspondiente de 5 metros, el programa solicita una distancia de emisores de 0.57 m, por lo tanto el diseño agronómico muestra que es necesario instalar 11 emisores por planta, tomando en cuenta que para el arreglo elegido se tienen 500 plantas por hectárea se tendrán instalados 5500 emisores

No obstante el gasto requerido por hectárea se calcula de la siguiente forma:

- Caudal nominal del emisor = 4 l/h
- Numero de emisores = 5500 emisores por ha
- 1hr= 3600 segundos

$$Q_{ha} = \left(4 \frac{l}{hr}\right) \left(5500 \frac{\text{emisores}}{ha}\right) \left(\frac{1hr}{3600 s}\right) = 6.11 l/.s/.ha$$

Se obtiene finalmente un gasto de 6.11 litros por segundo por hectárea.

5.2.2. DISEÑO AGRONÓMICO PARA EL CULTIVO DEL MAÍZ

El municipio de chicontepec se ha caracterizado por contar con una larga tradición en el cultivo de maíz, aunque la práctica agrícola solo se lleve a cabo en el cultivo de temporal es una de las actividades que generan mayor cantidad de empleos en la zona. Además de que la mayor parte de la población perteneciente al municipio consume las tortillas de comal. El cultivo de maíz es conocido por ser una práctica que requiere de mayor atención en cuestiones de limpieza y mantenimiento, en cierta forma en ocasiones no es un producto que genere mucha ganancia pero si genera pequeños ingresos a nivel local. La importancia de cultivar maíz en la zona es justificado por los productores con los siguientes argumentos ; “ *Cultivar maíz es una alternativa para los pequeños y grandes productores para obtener ingresos cuando se decide cultivar naranja en las parcelas, ya que la naranja comenzara a producir por lo menos 3 años posteriores a la siembra, por tanto en ese periodo es importante aprovechar la disponibilidad del terreno y asimismo se estaría realizando labores de limpieza a las parcelas obteniendo al menos dos cosechas por año*”.

Debido a la situación anterior los productores disponen de un porcentaje de sus parcelas para el cultivo de maíz y otros siembran en las áreas de cultivo de naranja en sus primeras etapas de desarrollo.

A diferencia del cultivo de naranja que requiere un sistema de riego localizado, el maíz requiere de un sistema donde el riego abarque mayores distancias, una de las mejores alternativas es simular una precipitación sobre el área de cultivo y esta puede lograrse con ayuda de un sistema de riego por aspersion


Elegir un aspersor dependerá de la disponibilidad comercial y de los requerimientos de agua que el cultivo solicite.

Para iniciar con el diseño agronómico es necesario identificar el mes de mayor demanda para el maíz en este caso para las dos temporadas se presenta en el mes de agosto.

Tabla 5.2.2 Usos consuntivos del maíz

cultivo /mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Maíz	153.97	154.28	161.85	0.00	0.00	98.13	143.14	200.87	191.23	156.23	74.28	104.38

De acuerdo a la Tabla 3.3.5 donde se muestran los datos de suelo se calcula la dosis neta para el cultivo y los intervalos de riego, el tiempo de aplicación del riego se obtendrá en base la elección del aspersor. Es importante elegir un aspersor que cuente con características de presión y diámetros que puedan adaptarse en las conexiones del sistema, la ubicación de los aspersores estará en función de un marco de espaciamiento que se diseñó en función del radio de alcance del aspersor. Al consultar diversos catálogos de aspersores se eligió un Aspersor de la empresa RAIN BIRD empresa fabricante y proveedor de productos y servicios de irrigación. Donde el aspersor seleccionado es uno de impacto de ¾ “de diámetro (20 mm) con un radio de alcance de 11.1 m (Bird). Las características del aspersor se muestran en la siguiente imagen.



L3030H
Aspersor de impacto de 20 mm (¾”), de bronce, de ángulo bajo y círculo completo

Cojinete: Rosca macho NPT de bronce de ¾”
Ángulo de trayectoria: 10°
Alcance: desde 1,7 hasta 4,1 bares
Caudal: desde 0,57 hasta 3,61 m³/h
Radio: desde 10,52 hasta 14,49 metros

Boquilla de presión baja (LPN-3)

		TAMAÑO DE LA BOQUILLA											
		3,57 mm (9/64")		3,97 mm (5/32")		4,37 mm (11/64")		4,76 mm (3/16")		5,16 mm (13/64")			
BARÉS @ Boquilla		Rad. (m)	Caudal (l/h)	Rad. (m)	Caudal (l/h)	Rad. (m)	Caudal (l/h)	Rad. (m)	Caudal (l/h)	Rad. (m)	Caudal (l/h)		
1,7		10,5	0,18	0,66	10,7	0,22	0,79	10,8	0,26	0,95	11,0	0,32	1,14
2,0		10,6	0,20	0,71	10,8	0,24	0,87	10,9	0,29	1,03	11,1	0,34	1,21
2,5		10,8	0,22	0,79	11,0	0,27	0,97	11,2	0,32	1,15	11,3	0,38	1,36
3,0		10,9	0,24	0,87	11,1	0,29	1,05	11,3	0,35	1,27	11,4	0,42	1,49
3,5		11,0	0,26	0,93	11,1	0,32	1,14	11,3	0,38	1,36	11,4	0,44	1,59

		TAMAÑO DE LA BOQUILLA											
		5,56 mm (7/32")		5,95 mm (15/64")		6,35 mm (1/4")		6,75 mm (17/64")		7,14 mm (9/32")			
BARÉS @ Boquilla		Rad. (m)	Caudal (l/h)	Rad. (m)	Caudal (l/h)	Rad. (m)	Caudal (l/h)	Rad. (m)	Caudal (l/h)	Rad. (m)	Caudal (l/h)		
1,7		10,8	0,42	1,50	10,8	0,47	1,70	11,0	0,54	1,93	11,0	0,60	2,16
2,0		11,2	0,45	1,63	11,2	0,51	1,83	11,3	0,58	2,08	11,5	0,64	2,32
2,5		11,5	0,50	1,81	11,6	0,57	2,05	11,8	0,64	2,31	11,9	0,72	2,59
3,0		11,7	0,55	1,99	11,7	0,63	2,25	11,9	0,71	2,54	12,0	0,79	2,84
3,5		11,7	0,59	2,13	11,7	0,67	2,41	11,9	0,76	2,73	12,0	0,85	3,04

Los datos indicados en el cuadro fueron obtenidos con un vástago de 3m.

Figura 5.2.3 Características de aspersor

Se eligió una boquilla con una presión equivalente a 1.7 bares, cuyo diámetro de mojado es de 22.2 m. Para realizar un traslape de humedad efectivo se propone reducir esta distancia a un marco de plantación rectangular de 15x18 donde los 15 metros corresponden a la distancia entre aspersores, este marco de espaciamiento permite que para una hectárea de cultivo sean instalados 30 aspersores.

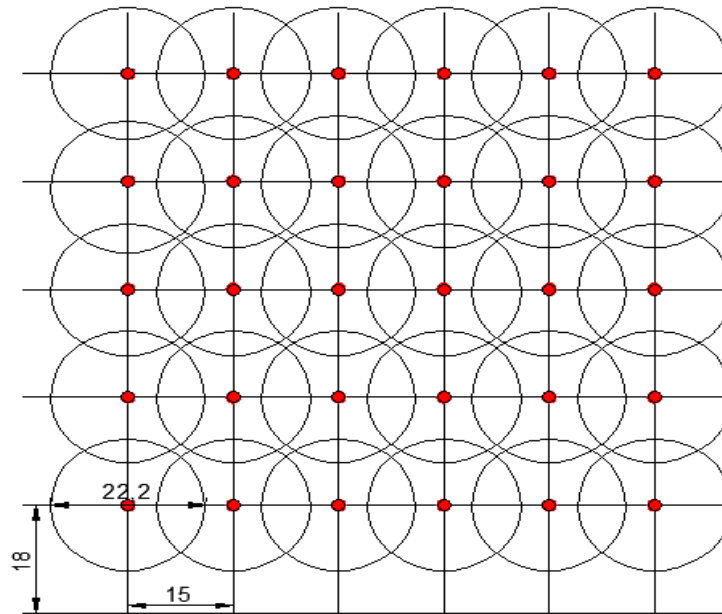


Figura 5.2.4 Marco de espaciamiento entre de aspersores

El aspersor distribuye un gasto de $2.38 \text{ m}^3/\text{hr}$, por lo que el gasto requerido por hectárea es de $71.7 \text{ m}^3/\text{hr/ha}$ o 19.833 l/s/ha . Por las características de presión este tipo de sistema es reconocido como uno de baja presión.

5.3. DISEÑO DE LA RED DE RIEGO (DISTRIBUCION EN PLANTA)

Realizar el trazo de la red de distribución consiste en una labor muy importante donde se deben de considerar varios criterios porque posteriormente el diseño que se proyecte afectara directamente en el funcionamiento de la misma red. En el caso práctico de este proyecto se ha considerado los siguientes criterios.

- Obtener una red de distribución que trabaje por gravedad
- Sectorizar las parcelas para que cada sector cuente con una obra de toma o cabezal
- Trazar la red paralelo a los caminos dentro de la zona de cultivo para tener mejor acceso a las tomas y facilitar labores de mantenimiento

Para la entrega del agua a las parcelas se diseña la red de distribución con los siguientes componentes generales.

- a) Tubería de conducción (TC)
- b) Tubería Principal de distribución (TP)
- c) Tuberías Secundarias (TS)
- d) Tuberías Terciarias (TT)
- e) Laterales(L)
- f) Emisores (Goteros) y aspersores

Las tuberías terciarias deberán conducir un gasto equivalente a las hectáreas de cultivo correspondiente a cada sector o subunidad de riego. Esto se calcula a partir de los gastos obtenidos en el diseño agronómico.

Tabla 5.3.1 Características del sistema por Goteo

Emisores por planta	plantas por (Ha)	emisores por ha	Caudal nominal del gotero (l/h)	Gasto por hectárea (l/h)	Gasto por hectárea (l/s/ha)
11	500	5500	4	22000	6.11

Tabla 5.3.2 Características del sistema por aspersión

Aspersor RAIN BIRD 3/4" DESCARGA (m ³ /h)	RADIO (m)	MARCO DE PLANTACION	ASPERSORES POR HECTAREA	GASTO POR HA (m3/h)	Gasto por hectárea (l/s/ha)
2.38	11.1	15*18	30	71.4	19.8333

5.3.1. AGRUPACIÓN DE SECTORES Y PROGRAMACIÓN DEL CALENDARIO DE RIEGO

Una de las formas más comunes para entregar el agua a los usuarios es mediante el método de rotación o por turnos, mayormente conocido como método de Tandeos, previo a realizar un calendario para programar los días de entrega de agua a las parcelas debe haberse definido la sectorización.

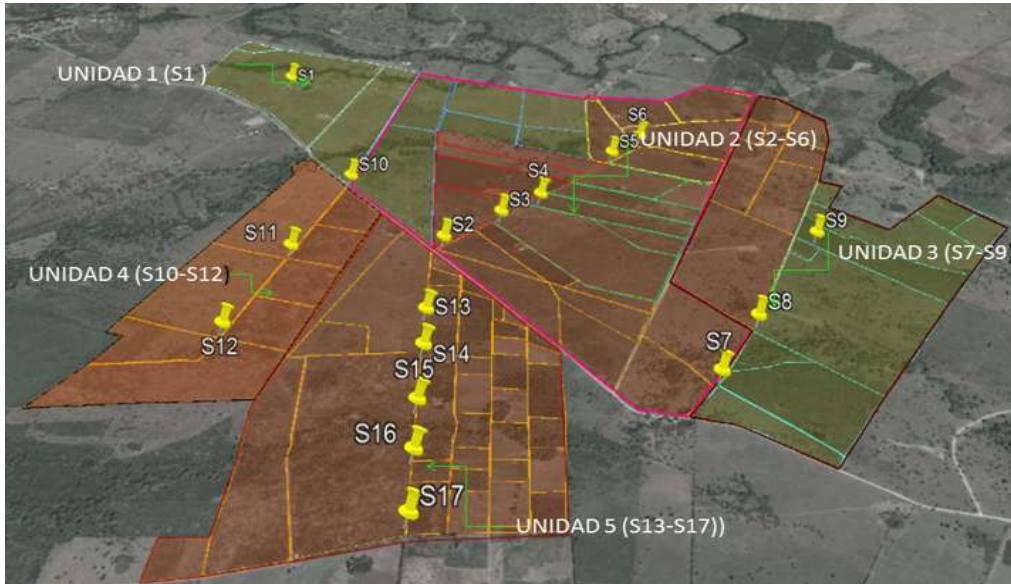


Figura 5.3.1 Subunidades de riego

Para realizar el procedimiento se revisó el tipo de cultivo en cada parcela y limitando aquellas que son colindantes para que un conjunto de ellas forme un sector (Subunidad de riego) ; al realizar la delimitación se obtuvieron 17 sectores . Cada sector contará con una obra de toma para las parcelas que la conforman, un conjunto de sectores forman una unidad de riego por lo que en el proyecto se restringió a tener 5 unidades donde la tubería secundaria (TS) alimentara al conjunto de sectores y esta línea estará conectada a la tubería principal. Por lo tanto se tiene que en los sectores 1, 5,7 y 9 se operan el sistema de riego por aspersión y en los demás sectores el sistema por goteo.

La sectorización de las parcelas se encuentra en el anexo 9. En base a la distribución de las superficies se muestra el gasto requerido para cada sector considerando el tipo de sistema con el que fue diseñado Tabla 5.3.3

El calendario de riego mostrado para esta zona tiene como objetivo que los usuarios conozcan los periodos de riego para los diferentes cultivos

Tabla 5.3.3 Calendario de riego

TS	Sector	Area (Ha)	Gasto (l/s)	Periodo de riego	Tiempo de Aplicación (hr)	Tipo de Cultivo
1	S1	77.5	1537.6	4 de 7	3.5	Maiz
2	S2	47.8	291.9	4 de 7	6	Naranja
	S3	49.6	303.0	4 de 7	6	Naranja
	S4	34.5	210.86	3 de cada 7	6	Naranja
	S5	71.6	1419.20	3 de cada 7	3.5	Maiz
	S6	49.8	304.57	3 de cada 7	6	Naranja
3	S7	19.7	389.73	3 de cada 7	3.5	Maiz
	S8	61.8	377.55	3 de cada 7	6	Naranja
	S9	67.6	1340.20	3 de cada 7	3.5	Maiz
4	S10	28.7	175.09	4 de 7	6	Naranja
	S11	28.99	177.15	4 de 7	6	
	S12	22.1	135.06	4 de 7	6	
5	S13	25.6	156.38	3 de cada 7	6	Naranja
	S14	15.6	95.28	3 de cada 7	6	
	S15	20.2	123.53	3 de cada 7	6	
	S16	45.1	275.32	3 de cada 7	6	
	S17	13.5	82.44	3 de cada 7	6	

Se realizó una programación de manera que sea posible regar simultáneamente algunas parcelas (Patrón de funcionamiento), verificando los gastos máximos de manera que sea posible cubrir la demanda requerida sin sobredimensionar la red. El calendario se realizó para las 168 horas que conforman una semana. Para la operación de la red y los riegos que se realicen se cuenta con 16 horas efectivas, iniciando desde las 6:00 am hasta las 9:59 pm lo que corresponderá a dos jornadas laborales de operación.

Para programar los turnos se sabe que para el cultivo de Maiz se tiene un tiempo de riego de 3.5 horas cada 4 días (96 horas), mientras que para el cultivo de naranja el tiempo de aplicación es de 6 horas cada 56 horas por lo que para este cultivo se debe realizar 3 riegos por semana. Los patrones de funcionamiento se explican en el apartado 5.4 y su programación en el anexo 10.

En base al análisis anterior las tuberías secundarias tendrán las siguientes características.

Secundaria 1. Destinado al riego de cultivo de Maiz el cual conducirá un gasto máximo de 1.537 m³/s operando 4 de cada 7 días a la semana durante 7 horas de acuerdo a los patrones de riego, la longitud de la línea es de 664 metros.

Secundaria 2. Destinado al riego de cultivo de Maiz y naranja conducirá un gasto máximo de $1.723 \text{ m}^3/\text{s}$ operando 3 de cada 7 días a la semana durante 41 horas en acuerdo a los patrones de riego, la longitud de la línea es de 1.713 kilómetros.

Secundaria 3. Destinado al riego de cultivo de Maiz y naranja conducirá un gasto máximo de $1.729 \text{ m}^3/\text{s}$ operando 3 de cada 7 días a la semana durante 30 horas en de acuerdo a los patrones de riego, la longitud de la línea es de 1.691 kilómetros.

Secundaria 4. Destinado al riego de cultivo de naranja conducirá un gasto máximo de $0.487 \text{ m}^3/\text{s}$ operando 3 de cada 7 días de la semana durante 48 horas de acuerdo a los patrones de riego, la longitud de la línea es de 1.530 kilómetros.

Secundaria 5. Destinado al riego de cultivo de naranja conducirá un gasto máximo de $0.481.29 \text{ m}^3/\text{s}$ operando 4 de cada 7 días a la semana durante 36 de acuerdo al calendario de riego, la longitud de la línea es de 1.581 kilómetros

Los gastos mostrados para cada tubería secundaria son los gastos máximos, sin embargo para la red principal el gasto de diseño será aquel que se presente en la hora de mayor demanda y contara con la capacidad suficiente de distribuir agua a cada tubería secundaria.

El trazo de la red se realizó con la ayuda de Gogle Earth ubicando los puntos donde se ubicaran la toma de los sectores, una vez localizados estos se exportaron al software Civil Cad.

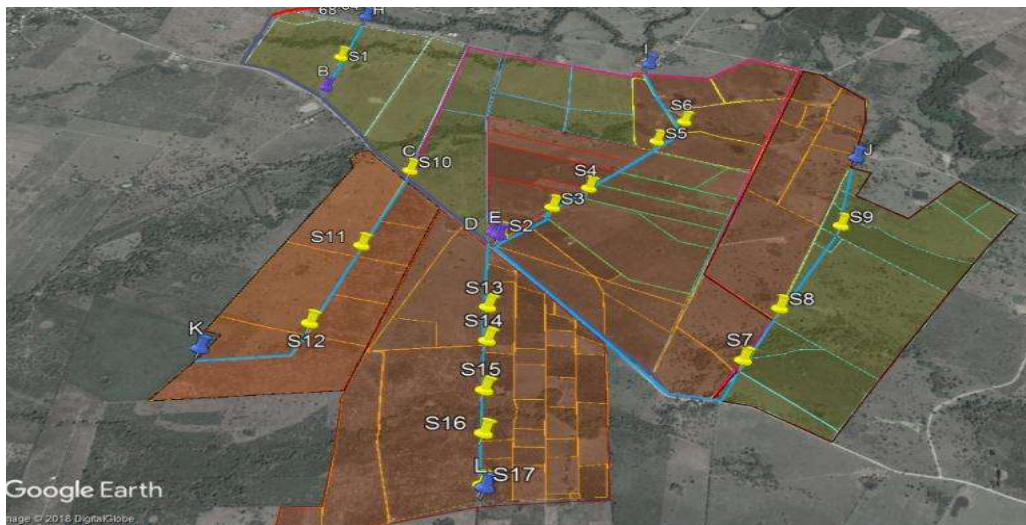


Figura 5.3.2 Subunidades de riego

5.4. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA RED

Existen diversas maneras de conducir el agua desde la zona de aprovechamiento hasta las parcelas en muchos casos mediante un canal de derivación. Aunque realmente diseñar una obra de conducción siempre se adecua a las condiciones del sitio y de las presiones que se soliciten para el sistema. Para la zona de riego el sistema por aspersión requiere de al menos una presión de 1.7 kg/cm^2 lo que es equivalente a 17 Metros columna de agua por lo que una alternativa para cumplir con estas presiones y tener un buen funcionamiento del sistema se decidió realizar la toma desde el embalse librando un desnivel máximo de 34 metros, conduciendo el agua por tuberías .

Evaluar la funcionalidad del sistema y su eficiencia dependerá de cumplir con las presiones y velocidades permisibles, además de poder optimizar en el dimensionamiento de la red. El funcionamiento hidráulico se realizó con la ayuda del software Epanet 2.0, consiste en un programa para computador para el análisis de sistemas de distribución de agua potable, el programa es de dominio público y se desarrolló por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos, y su versión traducida por la Universidad Politécnica de Valencia (Agency). Para facilitar los procedimientos de trazo de la red se importó la planta diseñada en civilcad al software EPACAD y posteriormente a EPANET para posteriormente procesar y editar los datos de entrada al modelo.

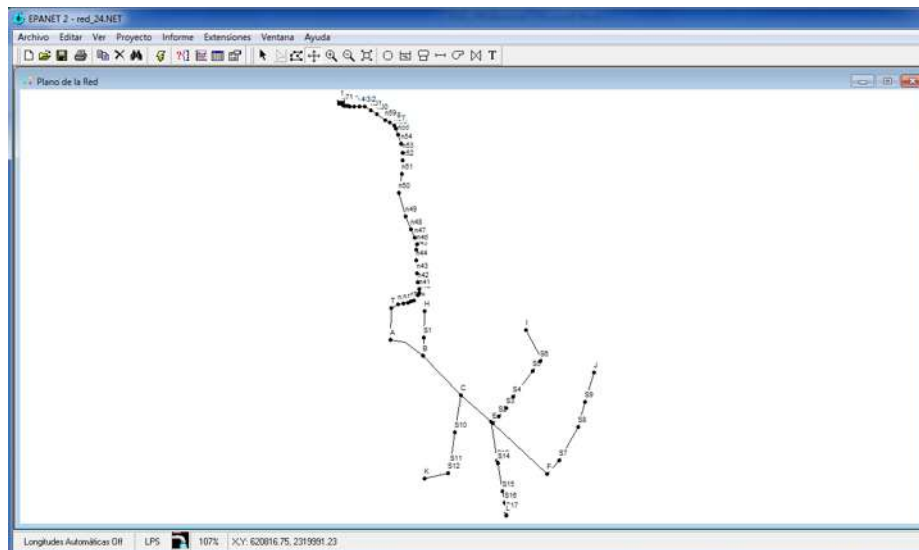


Figura 5.4.1 Trazo de la red (Epanet 2.0)

Para optimizar el diseño es importante elegir cuidadosamente los diámetros para cada tubería en base a los caudales y verificando los diámetros comerciales disponibles para que no exista algún problema en el proceso constructivo. Al

consultar varios catálogos de tuberías se propone usar tuberías de Polietileno de alta Densidad (PAD) debido a que para este material se encuentran diámetros mayores a 1000 mm, los cuales son más próximos a los requeridos para la tubería principal. Además de tuberías de Polietileno de vinilo (PVC) en las tuberías secundarias 4 y 5 con el fin de reducir las pérdidas por fricción. Un factor importante que se consideró para las tuberías es la disponibilidad del material, por lo que es recomendable contar con distribuidores que se encuentre cerca de la zona de proyecto para reducir los gastos de transporte de material y del gasto total de la obra. Por tanto los distribuidores más convenientes para tubería PAD se eligió la distribuidora Hidráulica Termo plus (Termoplus) con sede en Puebla y para PVC un distribuidor en Tampico Tamaulipas de la marca EMSSA. Las especificaciones técnicas de la tubería se muestran a continuación:

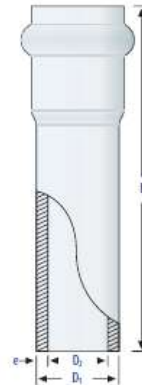
Tabla 5.4.1 Especificaciones técnicas de tubería de polietileno de alta densidad

RELACIÓN DE DIMENSIONES Y PESOS DE TUBERÍA VALTIC PE 4710																							
RELACIÓN RD		RD 7.0		RD 7.3		RD 9		RD 11		RD 13.5		RD 15.5		RD 17		RD 21		RD 26		RD 32.5		RD 41	
Presión de Trabajo	Kg/cm ² Psi	23 327		22 313		17 242		14 199		11 157		10 142		9 128		7 100		6 85		4 57		3 43	
Diametro Nominal (Dn) (Pulg)	Diametro Exterior (mm)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)	ESPEJOR (mm)	PESO (Kg/m)
1/2"	21.3	3.0	0.17	2.9	0.17	2.4	0.14	1.9	0.12	1.6	0.10	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
3/4"	26.7	3.8	0.27	3.7	0.27	3.0	0.22	2.4	0.18	2.0	0.15	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
1"	33.4	4.8	0.43	4.6	0.42	3.7	0.34	3.1	0.29	2.5	0.24	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
1 1/4"	42.2	6.0	0.68	5.8	0.66	4.7	0.55	3.8	0.46	3.1	0.38	2.7	0.33	2.5	0.31	----	----	----	----	----	----	----	----
1 1/2"	48.3	6.9	0.90	6.6	0.86	5.4	0.73	4.4	0.61	3.6	0.50	3.1	0.44	2.8	0.40	----	----	----	----	----	----	----	----
2"	60.3	8.6	1.39	8.3	1.35	6.7	1.13	5.5	0.94	4.5	0.79	3.9	0.69	3.6	0.64	2.9	0.52	----	----	----	----	----	----
2 1/2"	73.0	10.4	2.04	10.0	1.97	8.1	1.65	6.6	1.37	5.4	1.14	4.7	1.01	4.3	0.93	3.5	0.76	2.8	0.62	----	----	----	----
3"	88.9	12.7	3.03	12.2	2.93	9.9	2.45	8.1	2.05	6.6	1.70	5.7	1.49	5.2	1.36	4.2	1.11	3.4	0.91	2.7	0.73	----	----
4"	114.3	16.3	5.01	15.7	4.85	12.7	4.04	10.4	3.39	8.5	2.82	7.4	2.48	6.7	2.26	5.4	1.84	4.4	1.52	3.5	1.22	2.8	0.98
6"	168.3	24.0	10.85	23.1	10.51	18.7	8.77	15.3	7.34	12.5	6.10	10.8	5.33	9.9	4.91	8.0	4.02	6.5	3.30	5.2	2.66	4.1	2.11
8"	219.1	31.3	18.42	30.0	17.78	24.3	14.83	19.9	12.42	16.2	10.30	14.1	9.06	12.9	8.34	10.4	6.80	8.4	5.55	6.7	4.46	5.3	3.55
10"	273.1	39.0	28.61	37.4	27.62	30.3	23.05	24.8	19.30	20.2	16.01	17.6	14.09	16.1	12.97	13.0	10.60	10.5	8.64	8.4	6.97	6.7	5.59
12"	323.8	46.3	40.26	44.4	38.88	36.0	32.47	29.4	27.12	24.0	22.35	20.9	19.84	19.1	18.24	15.4	14.88	12.5	12.19	10.0	9.83	7.9	7.82
14"	355.6	50.8	48.52	48.7	46.84	39.5	39.13	32.3	32.72	26.3	27.14	22.9	23.88	20.9	21.92	16.9	17.94	13.7	14.68	10.9	11.77	8.7	9.46
16"	406.4	58.1	63.42	55.8	61.31	45.2	51.16	37.0	42.80	30.1	35.49	26.2	31.22	23.9	28.65	19.4	23.53	15.6	19.10	12.5	15.43	9.9	12.30
18"	457.2	65.3	80.20	62.6	77.41	50.8	64.70	41.6	54.18	33.9	44.97	29.5	39.54	26.9	36.27	21.8	29.74	17.6	24.25	14.1	19.58	11.2	15.65
20"	508.0	72.6	99.06	----	----	56.4	79.82	46.2	66.86	37.6	55.43	32.8	48.84	29.9	44.80	24.2	36.69	19.5	29.85	15.6	24.07	12.4	19.26
22"	558.8	79.8	119.78	----	----	----	----	50.8	80.87	41.4	67.13	36.0	48.98	32.9	54.22	26.6	44.36	21.5	36.20	17.2	29.19	13.6	23.24
24"	609.6	67.1	142.62	----	----	----	----	55.4	96.21	45.2	79.94	39.3	70.24	35.9	64.54	29.0	52.76	23.4	42.99	18.7	34.63	14.9	27.77
26"	660.4	----	----	----	----	----	----	----	----	48.9	93.71	42.6	82.47	38.8	75.58	31.4	61.89	25.4	50.54	20.3	40.72	16.1	32.51
28"	711.2	----	----	----	----	----	----	----	----	52.7	108.75	45.9	96.70	41.8	87.69	33.9	71.95	27.4	58.71	21.9	47.31	17.3	37.62
30"	762.0	----	----	----	----	----	----	69.3	150.43	56.4	124.71	49.1	109.69	44.8	100.69	36.3	82.55	29.3	67.28	23.4	54.16	18.6	43.33
32"	812.8	----	----	----	----	----	----	----	----	60.2	141.98	52.5	125.09	47.1	113.02	38.7	93.88	31.3	76.65	25.0	61.72	19.8	49.20
34"	863.6	----	----	----	----	----	----	----	----	64.0	160.37	55.7	141.02	50.8	129.39	41.1	105.94	33.2	86.40	26.6	69.77	21.1	55.71
36"	914.4	----	----	----	----	----	----	83.1	216.48	67.7	179.63	59.0	158.16	53.8	145.09	43.5	118.72	35.2	96.98	28.1	78.05	22.3	62.34
40"	1016.0	----	----	----	----	----	----	----	----	75.3	221.98	65.5	195.10	59.8	179.19	48.4	146.76	39.1	119.70	31.3	96.59	24.8	77.03
42"	1066.8	----	----	----	----	----	----	----	----	79.0	244.55	68.8	215.17	62.8	197.59	50.8	161.74	41.0	131.80	32.8	106.28	26.0	84.80
48"	1219.2	----	----	----	----	----	----	----	----	90.3	319.45	78.7	281.28	71.7	257.83	58.1	211.40	46.9	172.30	37.5	138.87	29.7	110.71

En el caso de las redes secundarias 4 y 5 se diseñó con tubería de Policloruro de vinilo (PVC), es un tipo de tubería de campana que resulta muy practica en el momento de la instalación. Para estos tramos se eligió un diámetro de 20" de clase 10 (Tuberías).

Tabla 5.4.2 Especificaciones técnicas de tubería PVC

Diámetro Exterior (D ₁)	CLASE 10			CLASE 7			CLASE 5			CLASE 3.5*			Cantidad por Camión (Tórtón)
	Espesor Mínimo (e)	Diámetro Interior (D ₂)	Peso Promedio	Espesor Mínimo (e)	Diámetro Interior (D ₂)	Peso Promedio	Espesor Mínimo (e)	Diámetro Interior (D ₂)	Peso Promedio	Espesor Mínimo (e)	Diámetro Interior (D ₂)	Peso Promedio	
mm	mm	mm	kg/m	mm	mm	kg/m	mm	mm	kg/m	mm	mm	kg/m	tubos
100	3.4	93.2	1.58	2.4	95.2	1.14	1.8	96.4	0.88	-	-	-	500
160	5.5	149.0	4.09	3.9	152.2	2.95	2.8	154.4	2.16	2.0	156.0	1.56	238
200	6.9	186.2	6.38	4.9	190.2	4.60	3.5	193.0	3.36	2.5	195.0	2.40	143
250	8.6	232.8	9.92	6.1	237.8	7.13	4.4	241.2	5.19	3.1	243.8	3.67	90
315	10.9	293.2	15.78	7.7	299.6	11.33	5.5	304.0	8.21	-	-	-	56
355	12.2	330.6	19.87	8.7	337.6	14.40	6.2	342.6	10.35	-	-	-	42
400	13.8	372.4	25.34	9.8	380.4	18.24	7.0	386.0	13.17	-	-	-	35
450	15.5	419.0	32.02	11.0	428.0	23.00	7.9	434.2	16.70	-	-	-	30
500	17.2	465.6	39.38	12.2	475.6	28.29	8.8	482.4	20.66	-	-	-	20
630	21.7	586.6	62.60	15.4	599.2	44.91	11.1	607.8	32.71	-	-	-	12



Algunos de los aspectos importantes para la modelación en Epanet se referencian a los criterios que menciona la Comisión Nacional de agua en el Manual de Agua potable Alcantarillado y Saneamiento (CNA, Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado)

Un dato importante y previo a ingresar los gastos de cada sector al modelo es conocer las pérdidas producidas por fricción, para calcularlas se utilizó la ecuación de Darcy Weisbach.

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

hf = pérdidas de energía por fricción

f = coeficiente de pérdidas (adimensional)

L = Longitud de la tubería en m

D = Diametro de la tubería en m

V = Velocidad en m/s

g = aceleracion de la gravedad en m/s²

El factor f se calculó a partir de los resultados del número de Reynolds. Debido a que el régimen de los caudales presentaba un flujo turbulento ($Re > 4000$) se utilizó la aproximación Swamee y Jain de la ecuación de Colebrook y While.

$$f = \frac{0.25}{\left[\left(\text{Log} \frac{\varepsilon}{3.71} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

ε = Rugosidad relativa del materia

5.4.1. PATRONES DE RIEGO POR SECTOR

El método de riego por turnos o tandeos requiere de una programación o un calendario donde se especifique los gastos que se incorporan a la red en un cierto periodo para los distintos sectores, con la finalidad de optimizar el dimensionamiento de la red. Para la formulación de los patrones de riego se tomaron en cuenta los intervalos de riego y la duración de aplicación, en algunos casos existirán sectores que trabajen simultáneamente.

RS	Sector	TIPO DE CULTIVO	Hr/sem	Dia 1																							
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
				Hr/dia	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	S1	Maiz																									
2	S2	Naranja																	1	1	1	1	1	1			
	S3	Naranja																	1	1	1	1	1	1			
	S4	Naranja																	1	1	1	1	1	1			
	S5	Maiz																									
	S6	Naranja																									
3	S7	Maiz																									
	S8	Naranja							1	1	1	1	1	1													
	S9	Maiz																									
4	S10	Naranja							1	1	1	1	1	1													
	S11	Naranja							1	1	1	1	1	1													
	S12	Naranja							1	1	1	1	1	1													
5	S13	Naranja																	1	1	1	1	1	1			
	S14	Naranja																	1	1	1	1	1	1			
	S15	Naranja																									
	S16	Naranja																									
	S17	Naranja																									

Figura 5.4.2 Patrones de riego por sector para el día 1

Estos patrones indican el gasto ,el día y la hora en la que se realiza el riego dentro de las horas efectivas de operación su programación se realizó para las 168 horas que comprenden una semana por ejemplo : Para los sectores 3,4 y 5 el primer riego se aplica el día 1 a partir de las 4 pm con las respectivas demandas de acuerdo a la Tabla 5.3.3 el siguiente turno tendrá lugar a la hora 79 durante las 6 horas de aplicación y el último turno a la hora 137 (Ver anexo 10) de esta

manera se está cumpliendo los requerimientos de riego, que solicita por lo menos tres riegos a la semana para el cultivo de naranja.

El gasto para la red secundaria 2 se obtuvo tomando en cuenta el día en que se conducirá el gasto máximo para esta red.

En el modelo de Epanet se introducen estos patrones de riego para el funcionamiento hidráulico.

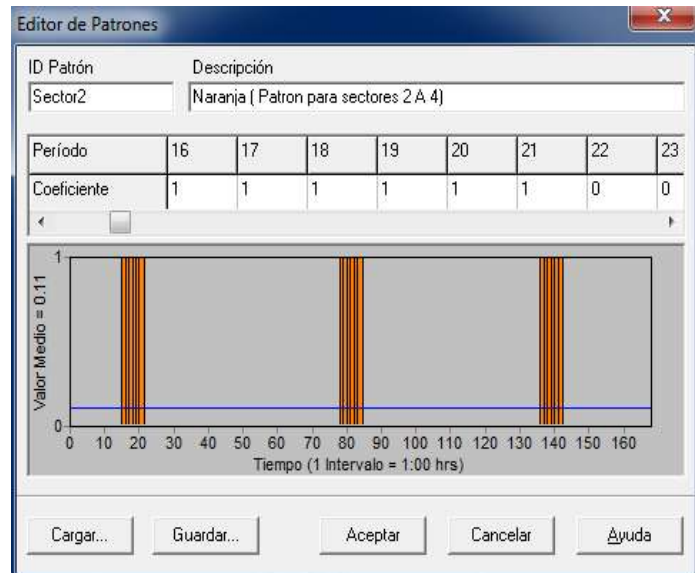


Figura 5.4.3 Patrón de riego para los sectores 2 a 4

En base a los datos anteriores se realizó el cálculo del funcionamiento donde las presiones que se deben de cumplir hasta el punto más alejado de la red una presión mínima que requiere el aspersor (17 mca) la altura del vástago (3m) y las perdidas por fricción. Para este caso se obtuvo unas perdidas por fricción de 9.16 metros la carga requerida al punto más lejano es de 29.16 metros por lo que se dispone de suficiente elevación para que se conduzca el agua por gravedad desde el embalse.

Para reconocer cuando existe un buen funcionamiento y concluir con esta etapa del proyecto se toman en cuenta los siguientes criterios.

- Las velocidades se deben encontrar en un rango de (0.3 m/s a 3 m/s) esto para evitar problemas de azolvamiento en velocidades bajas y reducir el problema de transitorios como el golpe de ariete cuando se presente una mayor descarga o por cerrar bruscamente las válvulas. O que se encuentren entre los establecidos por la Norma (CNA, Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado)
- Que no exista una subpresión de la red
- Optimizar en las dimensiones de los diámetros de la red ya que mayores diámetros implica una mayor inversión.
- Evaluar que las presiones obtenidas para que el agua no presente problemas en la conducción, esto ayudara para disminuir el uso de bombas o para elegir una resistencia menor de tuberías cuando las presiones sean bajas.

Se ingresan los datos de las tuberías en Epanet con rugosidades de 0.0015 y 0.0018 para los materiales de PVC y PAD, debido a que estas rugosidades se encuentran dentro del rango que mencionan las bibliografías (0.0015- 0.0025) y en algunas especificaciones de tuberías comerciales y estas pueden variar. Se corre el modelo de la red obteniéndose resultados favorables.

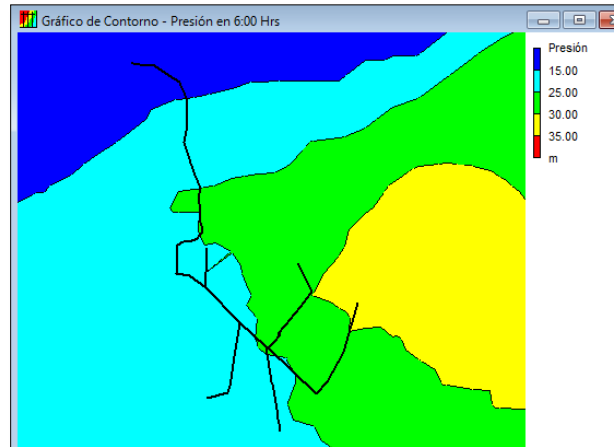


Figura 5.4.4 Mapa de contorno de presiones en la zona de riego

Al correr el modelo hidráulico presenta las velocidades dentro del rango solicitado y presiones hasta los 33 mca, es importante aclarar que este sistema conduce hasta la toma de las tuberías terciarias, para el sistema de riego por goteo se requieren de presiones más pequeñas alrededor de 9.8 mca por lo que en el mapa anterior se puede observar que tanto las redes secundarias destinadas a este tipo de cultivo llega con la presión suficiente para que el sistema trabaje adecuadamente sin la necesidad de algún otro consumo energético como lo es la incorporación de bombas al sistema.

En cuanto a la verificación de las velocidades principalmente para la conducción principal de acuerdo a la figura 5.4.5 se tiene una velocidad mínima de 0.28 m/s y la velocidad máxima presentada es de 2.04 m/s. Cabe mencionar que en toda la red de distribución la velocidad máxima presentada es de 2.86 m/s en la línea secundaria 4 (Tramo C-S10) pero se encuentra dentro de los límites permisibles de la tabla 5.4.3.

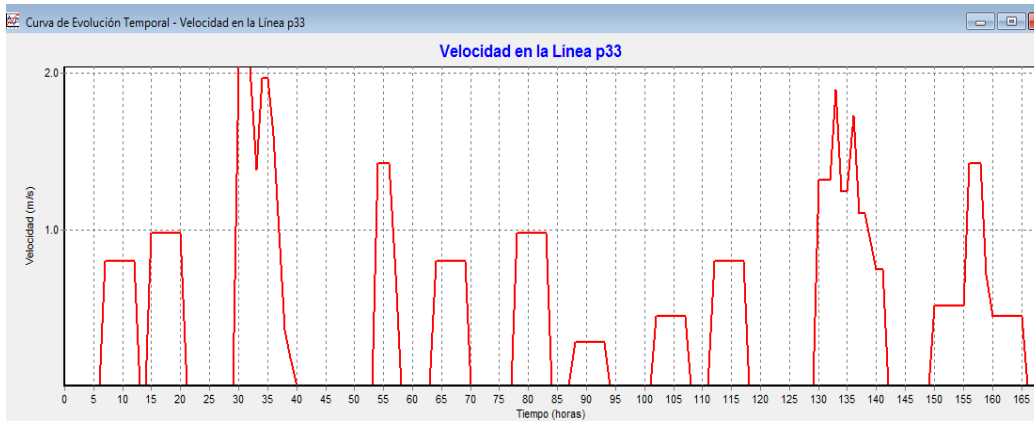


Figura 5.4.5 Curva de evolución Temporal (velocidades)

Tabla 5.4.3 Velocidades Máximas y mínimas permisibles en tuberías (CNA)

Material de Tubería	velocidad (m/s)	
	Máxima	Mínima
Concreto Simple hasta 45 cm de diámetro	3	0.3
Concreto Reforzado de 60cm de diámetro o mayores	3.5	0.3
Concreto Preformado	3.5	0.3
Acero con revestimiento	5	0.3
Acero sin revestimiento	5	0.3
Acero Galvanizado	5	0.3
Asbesto Cemento	5	0.3
Fierro fundido	5	0.3
Hierro Dúctil	5	0.3
Polietileno de Alta densidad	5	0.3
Policloruro de Vinilo (PVC)	5	0.3

Nota: Las velocidades altas incrementan la magnitud de los fenómenos transitorios. La velocidad máxima de la tabla ha sido establecida considerando que se han resuelto los problemas asociados a fenómenos transitorios.

La buena operación de la unidad de riego en general solicita que se cumpla adecuadamente con el calendario de riego. Y únicamente para las superficies de cultivo que han sido consideradas para este proyecto de investigación.

En la aplicación de esta evaluación se marca el contexto de una estrategia para mejorar la producción agrícola de la zona este del municipio de Chicontepec ingresando aún más al municipio hacia las actividades de citricultura que ha beneficiado a muchos productores en la zona norte del estado de Veracruz. Finalmente las características de la tubería de distribución se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 5.4.4 Características de la red de distribución para riego

COMPONENTE DE RED	DIAMETRO NOMINAL (Pulg)	TRAMO	LONGITUD (m)	TIPO	DIAMETRO INTERIOR(mm)	PRESION DE TRABAJO (mca)	
TUBERIA DE POLIETILENO		Enbalse_T1	3645	RD26	1172.30	60	
	RED PRINCIPAL	48"	T1-A	463	RD26	1172.30	60
		48"	A-B	540	RD26	1172.30	60
		48"	B-C	804	RD26	1172.30	60
		48"	C-D	591	RD26	1172.30	60
		48"	D-E	32.4	RD26	1172.30	60
		48"	E-F	1100	RD26	1172.30	60
	TS1	42"	B-S1	263	RD26	1025.80	60
		42"	S1-H	401	RD26	1025.80	60
		42"	E-S2	128	RD26	1025.80	60
	TS2	42"	S2-S3	168	RD26	1025.80	60
		42"	S3-S4	218	RD26	1025.80	60
		32"	S4-S5	482	RD26	830.40	60
		32"	S5-S6	195	RD26	830.40	60
	TS3	32"	S6-I	522	RD26	830.40	60
		40"	F-S7	167	RD_15.5	983.20	100
		40"	S7-S8	334	RD_15.5	983.20	100
40"		S8-S9	583	RD_15.5	983.20	100	
40"		S9-J	493	RD_15.5	983.20	100	
TS4	12"	C-S10	557	CLASE10	465.60	100	
	12"	S10-S11	490	CLASE10	465.60	100	
	12"	S11-S12	122	CLASE10	465.60	100	
	12"	S12-K	361	CLASE10	465.60	100	
TS5	16"	D-S13	570	CLASE10	465.60	100	
	16"	S13-S14	50	CLASE10	465.60	100	
	16"	S14-S15	421	CLASE10	465.60	100	
	16"	S15-S16	161	CLASE10	465.60	100	
	16"	S16-S17	148	CLASE10	465.60	100	
	16"	S17-L	44	CLASE10	465.60	100	

TUBERIA DE PVC

6. CONCLUSIONES

Un proyecto de gran magnitud como es el implementar infraestructura hidráulica destinado para riego involucra demasiados estudios técnicos y de campo, donde los resultados de cada evaluación aportan información relevante para los procesos de diseño.

El municipio de Chicontepec cuenta con las condiciones climatológicas adecuadas para poder mejorar los procesos de productividad agrícola incorporando los sistemas de riego propuestos en esta tesis, indudablemente es necesario generar programas de capacitación para mejorar las técnicas de cultivo y la operación de los sistemas de riego.

Considerando el largo proceso de investigación se ha desarrollado una fuente bibliográfica que caracteriza las condiciones climatológicas e hidrológicas en el municipio, ya que no se encontraron antecedentes de estudios realizados para un manejo adecuado del recurso agua en la proyección de algunas obras civiles.

Del estudio Hidrológico

A partir del estudio Hidrológico se analizó una microcuenca de 255.7 km² ubicando un punto de salida en el sitio donde se planteó construir la cortina del embalse drenando el agua proveniente del río conocido como El Salto. Aunque no se tiene un registro de caudales del río este se ha clasificado como un río intermitente sin embargo mantiene su cauce a un nivel considerable durante todo el año y aumentando significativamente en los tiempos de lluvias.

En cuanto a la gestión de información climatológica para la zona, se trabajó con 7 estaciones en operación, de las cuales la estación 30071 Ixcatepec fue la presentaba mayor influencia dentro de la cuenca, la cual fue necesario completar las series de precipitación con los datos de las demás estaciones; una vez realizado el llenado de datos la información climatológica de esta estación fue la que se utilizó para el estudio de las precipitaciones en la cuenca. Un punto importante es que en el municipio se cuenta con dos estaciones climatológicas en la cabecera municipal, sin embargo solo una se encontró en operación y las precipitaciones registradas son mucho mayores a las registradas en el resto de las estaciones, presentándose una considerable variación climatológica entre la cabecera municipal y la zona donde se proyectó los sistemas de riego.

En la determinación de la precipitación media anual se eligió el valor obtenido por el método de las isoyetas debido a la precisión del método, obteniéndose una precipitación media anual de 1030 mm. En base a los métodos probabilísticos y

las extrapolaciones realizadas de las precipitaciones, al evaluar la lluvia de diseño al periodo de 10000 años en el modelo de lluvia escurrimiento se presenta un Hidrograma de salida para el diseño del vertedor con un gasto de 2083.5 m³/s.

Del estudio de demandas

Se dio lugar a los dos cultivos que mayormente se producen en la zona, el maíz por una larga tradición de cultivo y la naranja por su incorporación a las parcelas del municipio, induciendo cada vez más al desarrollo de la citricultura.

Se trabajó con la información de temperaturas de la estación 30361 El Sombrerete. La elección del método de Blaney – Criddle se justifica debido a que es un método en el que se incorpora además de la temperatura las características de desarrollo del cultivo y siendo uno de los métodos para el cálculo de las demandas recomendado por la SAGARPA. Al aplicar el método de Penmant Monthei siendo uno de los mejores métodos y recomendado por la FAO se obtuvieron evapotranspiraciones más altas, desafortunadamente para aplicar el método es necesario contar con variables climatológicas que en la mayoría de las estaciones que opera la CNA en la base de datos de Clicom no cuenta con estas mediciones. Aunque actualmente existen estaciones meteorológicas Automatizadas (E`mas) con capacidad de generar esta información aún no se dispone de una base de datos históricos.

El método de Penmant Monthei es una alternativa para mejorar el proceso de diseño una vez que se disponga de una base de datos climatológicos confiable incluyendo la medición de humedad, radiación solar, velocidad de los vientos entre otras variables que el método solicita.

Delimitar la zona de riego de 679.5 hectáreas en base a los cultivos elegidos requiere un volumen bruto anual de 11.9 Mm³

Sobre el diseño de la presa en esta etapa de anteproyecto se menciona un sitio donde es posible almacenar un volumen de 34.59 Mm³. De acuerdo al diseño de los niveles característicos obteniendo una altura de cortina de 22.8 m, también es de suma importancia la realización del estudio topográfico y geotécnico de la zona. En cuanto al aporte de sedimentos es recomendable realizar algunas pruebas gravimétricas del río el Salto.

De la red de distribución

Para la red de distribución la elección de un sistema presurizado corresponde a la necesidad de cumplir con las presiones que el diseño agronómico solicita, aunque generalmente se realiza la derivación y conducción del agua mediante canales para un sistema como este será necesario implementar un conjunto de obras en la bocatoma para reducir el ingreso de sedimentos a las tuberías para que no afecten su funcionamiento.

Los resultados del funcionamiento hidráulico son satisfactorios para el desarrollo de la tecnificación de los sistemas de riego por goteo para las parcelas de naranja y el sistema de riego por aspersión de baja presión para el cultivo de maíz; donde el análisis queda definido hasta la conexión de las líneas terciarias. Esto implica que para proyectos posteriores los productores soliciten su propio diseño hidráulico a nivel parcelario con cada uno de los componentes que involucra la red.

RECOMENDACIONES

Actualmente muchos de los productores del municipio de chicontepepec están incorporando el cultivo de naranja a sus parcelas ignorando los cambios que producen las prácticas de monocultivos cuando estos requieren de mayores cantidades de agua para su desarrollo, por lo que es conveniente capacitarlos dándoles a conocer los beneficios que genera un sistema de riego con la finalidad de obtener productos de mayor calidad en el mercado y por supuesto mejores ingresos.

De igual manera generar programas de cultura del agua y respetar los calendarios de riego para un eficiente funcionamiento de la red. La administración de la unidad de riego debe conformarse mediante comités propuestos por los mismos productores tanto para la operación y mantenimiento de la red. De esta manera se realizan propuestas para la generación de empleos a nivel local.

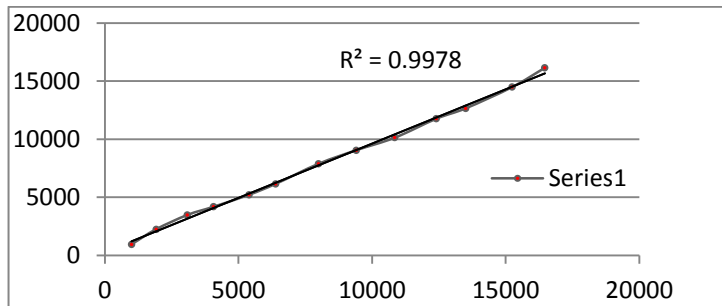
En cuanto al embalse es importante realizar los estudios de impacto ambiental que estas obras generan y realizar una metodología para reintegrar especies que pueden llegar a ser afectadas. Por último se requiere hacer un estudio del costo total del proyecto y la recuperación de la inversión en función de la productividad esperada.

7. ANEXOS

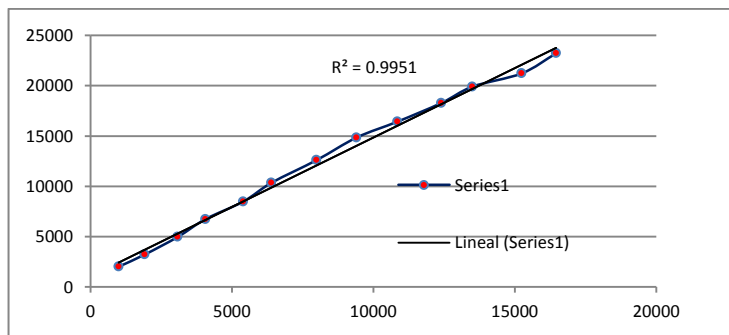
ESTACION PRINCIPAL ESTACION CIRCUNDANTE

ANEXO 1 CURVA MASA DOBLE

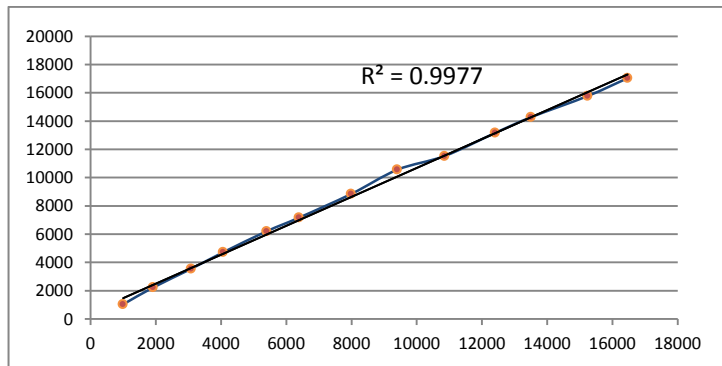
SOMBRETERE ALAMO



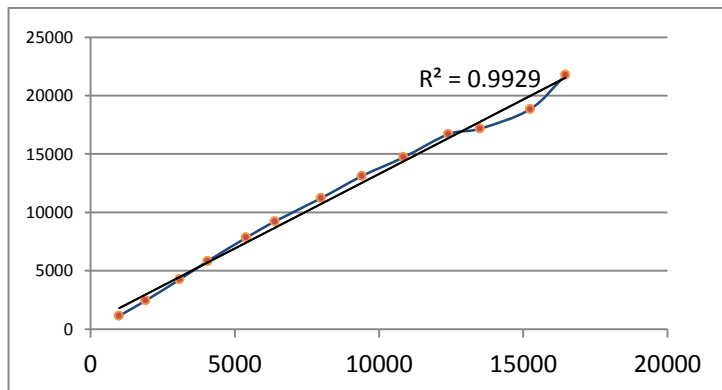
SOMBRETERE CHICONTEPEC



SOMBRETERE IXCATEPEC

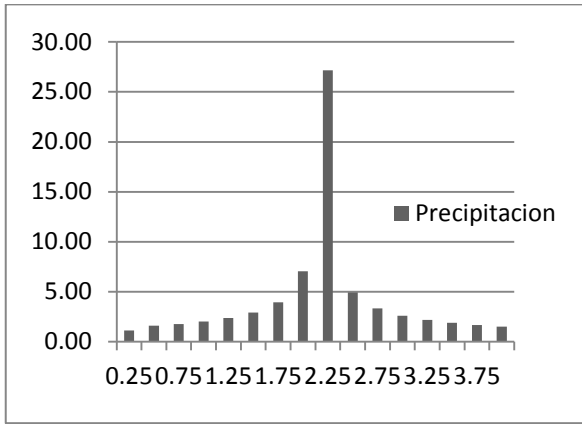


SOMBRETERE TANTOYUCA

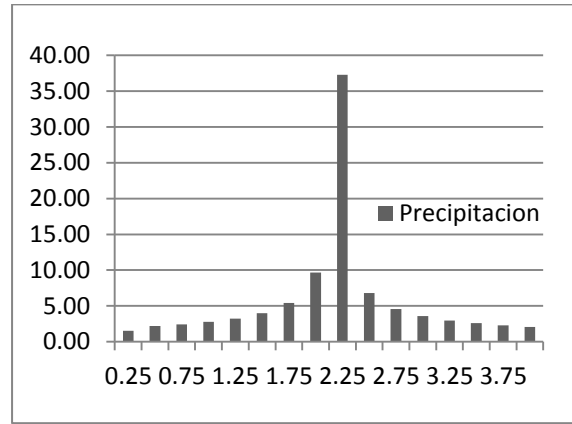


ANEXO 2: HIETOGRAMAS PARA LOS DISTOS PERIODOS DE RETORNO

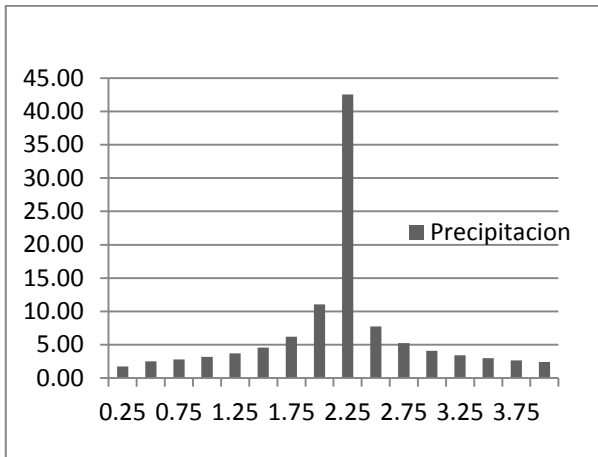
TR= 2 AÑOS



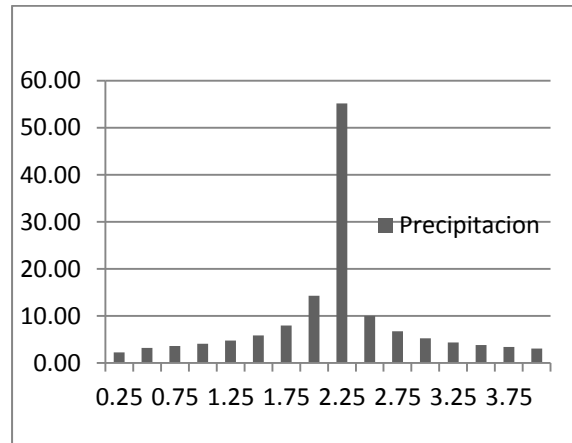
TR= 5 AÑOS



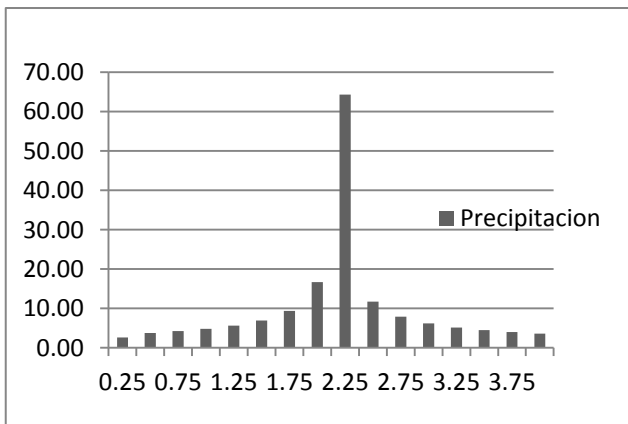
TR= 10 AÑOS



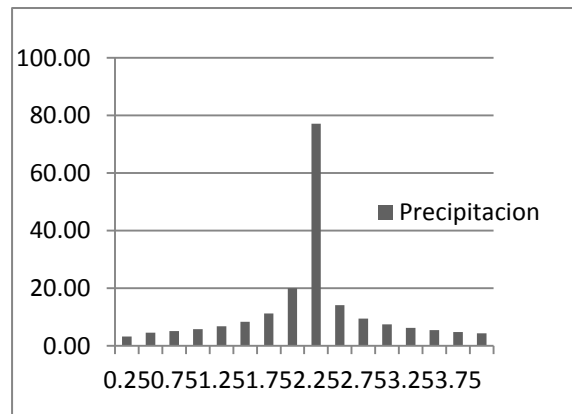
TR=100 AÑOS



TR= 1000 AÑOS



TR=10000 AÑOS



ANEXO 3: TABLAS DE USO Y TIPO DE SUELO PARA NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

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 DEL SUELO	TIPO DE SUELO	
	A	B

Barbecho, áreas incultas y desnudas	0,26	0,28	0,30
Cultivos:	0,24	0,27	0,30
En Hilera	0,24	0,27	0,30
Legumbres o rotación de pradera	0,24	0,27	0,30
Granos pequeños	0,14	0,20	0,28
Pastizal:	0,20	0,24	0,30
% del suelo cubierto o pastoreo	0,24	0,28	0,30
Más del 75% - Poco -	0,07	0,16	0,24
Del 50 al 75% - Regular -	0,12	0,22	0,26
Menos del 50% - Excesivo -	0,17	0,26	0,28
Bosque:	0,22	0,28	0,30
Cubierto más del 75%	0,26	0,29	0,32
Cubierto del 50 al 75%	0,27	0,30	0,33
Cubierto del 25 al 50%	0,18	0,24	0,30
Cubierto menos del 25%			
Zonas urbanas			
Caminos			
Pradera permanente			

K: PARÁMETRO QUE DEPENDE DEL TIPO Y USO DE SUELO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL (Ce)
Si K resulta menor o igual que 0,15	$Ce = K (P-250) / 2000$
Si K es mayor que 0,15	$Ce = K (P-250) / 2000 + (K-0,15) / 1.5$

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. Suelos con contenidos de arcillas
D	Arcillas en grandes cantidades: suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	-	77	86	91	94
Cultivo 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	63	74	82	85
	Terrazas	≥1	61	72	79	82
	Terrazas	≤1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	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
Bosques 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

ANEXO 4: CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION

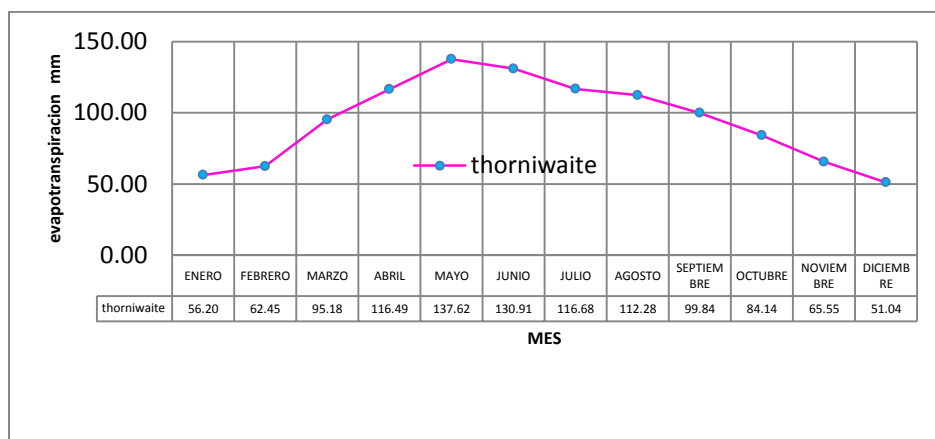
METODO DE THORNIWAITE.

Tabla valores de Ka (Aparicio)

Latitud/grados	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0.00	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.01
10.00	1.00	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
20.00	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.91
30.00	0.90	0.87	1.03	1.07	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
35.00	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
40.00	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
45.00	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
50.00	0.74	0.79	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70

TABLA DE EVAPOTRANSPIRACIONES

MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
Tj	19.39	20.59	22.93	24.55	25.42	25.10	23.79	23.70	23.42	22.14	20.72	18.99
ij	7.79	8.52	10.03	11.13	11.72	11.50	10.60	10.55	10.36	9.51	8.61	7.54
l	117.87	117.87	117.87	117.87	117.87	117.87	117.87	117.87	117.87	117.87	117.87	117.87
a	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64
Ka	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.12	1.15	1.11	1.02	1.00	0.93	0.91
Uj (Cm)	5.62	6.24	9.52	11.65	13.76	13.09	11.67	11.23	9.98	8.41	6.55	5.10
UJ (mm)	56.20	62.45	95.18	116.49	137.62	130.91	116.68	112.28	99.84	84.14	65.55	51.04



Método de Blaney -Criddle

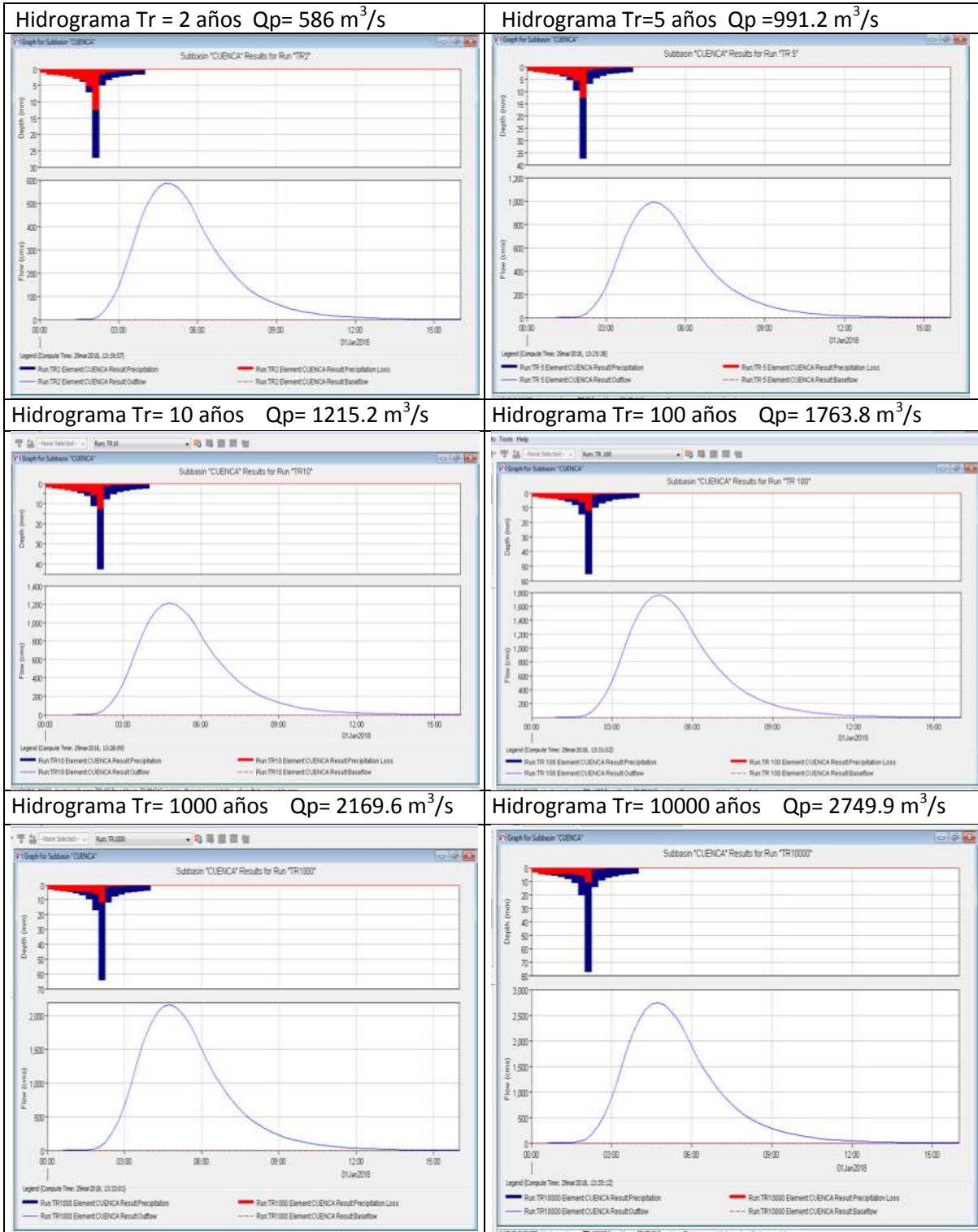
Tabla de porcentaje de horas de sol

LATITUD NORTE	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
0°	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.32	7.57	8.47	8.29	8.65	8.41	8.67	8.60	8.23	8.42	8.07	8.30
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.20	7.75	7.88
16	7.93	7.35	8.44	8.46	9.07	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
21	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.49
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
26	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.31
27	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.27	7.27
29	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.20
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	8.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
31	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32	7.20	6.97	8.37	8.76	9.62	9.59	9.77	9.27	8.34	7.95	7.11	7.05
33	7.15	6.94	8.36	8.78	9.68	9.65	9.82	9.31	8.35	7.94	7.07	6.98
34	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.90	7.02	6.92
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.77	9.76	9.94	9.37	8.37	7.88	6.97	6.85
36	6.99	6.85	8.35	8.85	9.82	9.82	9.09	9.40	8.37	7.85	6.92	6.79
38	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.80	6.82	6.66
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.12	9.54	8.39	7.75	6.72	7.52
42	6.63	6.65	8.31	9.00	10.14	10.22	10.35	9.62	8.40	7.69	6.62	6.37
44	6.49	6.58	8.30	9.06	10.26	10.38	10.49	9.70	8.41	7.63	6.49	6.21
46	6.34	6.50	8.29	9.12	10.39	10.54	10.64	9.79	8.42	7.57	6.36	6.04
48	6.17	6.41	8.27	9.18	10.53	10.71	10.80	9.89	8.44	7.51	6.23	5.86
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.90	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
52	5.77	6.19	8.21	9.29	10.85	11.13	11.20	10.12	8.49	7.39	5.93	5.43
54	5.55	6.08	8.18	9.36	11.03	11.38	11.43	10.26	8.51	7.30	5.74	5.18
56	5.30	5.95	8.15	9.45	11.22	11.67	11.69	10.40	8.52	7.21	5.54	4.89
58	5.01	5.81	8.12	9.55	11.46	12.00	11.98	10.55	8.51	7.10	4.31	4.56
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.51	6.98	5.04	4.22

LATITUD SUR

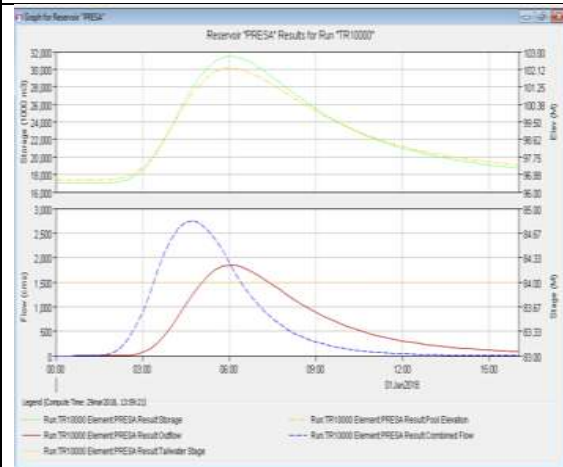
0°	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.74	7.66	7.20	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.93	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.96	9.01	9.33	9.96
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.08
36	10.03	8.51	8.65	7.59	7.18	6.62	6.99	7.56	8.04	9.11	9.51	10.21
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.08	6.50	6.87	7.49	8.03	9.16	9.61	10.34
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.49
42	10.40	8.70	8.68	7.44	6.85	6.23	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.64
44	10.54	8.78	8.69	7.38	6.73	6.08	6.51	7.25	7.99	9.31	9.94	10.80
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.02	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.97

ANEXO 5: HIDROGRAMAS

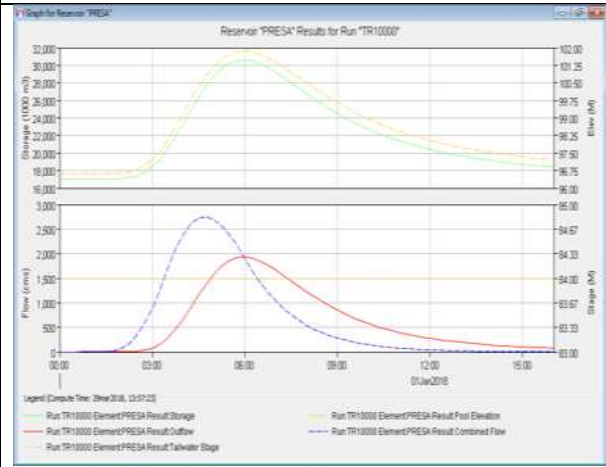


Tránsito de avenidas para el diseño del vertedor de excedencias

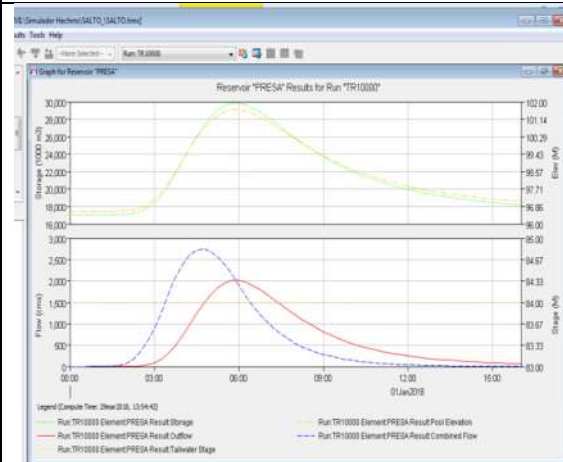
Tr=1000 Qe= 2749.9 Qs=1849.2 L=70m



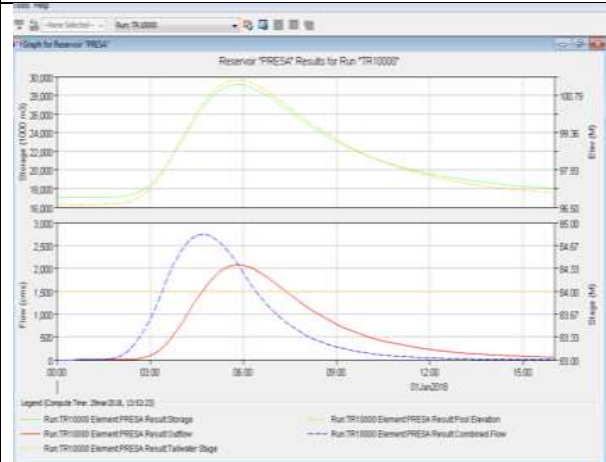
Tr=1000 Qe= 2749.9 Qs=1941.2 L=80 m



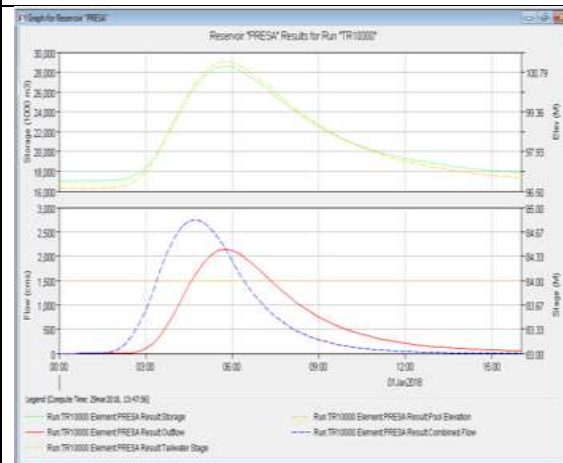
Tr=1000 Qe= 2749.9 Qs=2013.3 L=90 m



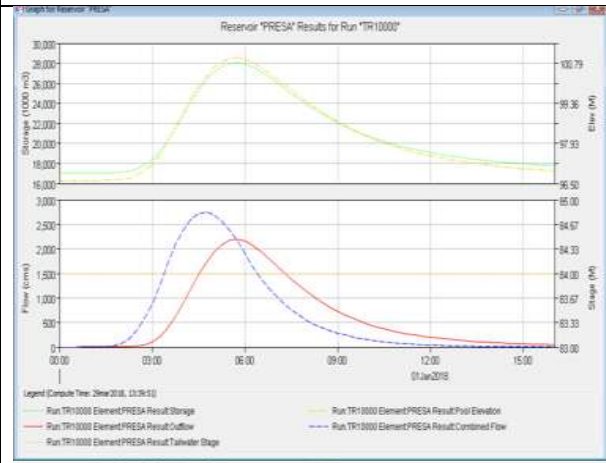
Tr=1000 Qe= 2749.9 Qs=2083.5 L=100 m



Tr=1000 Qe= 2749.9 Qs=2143.6 L=110m



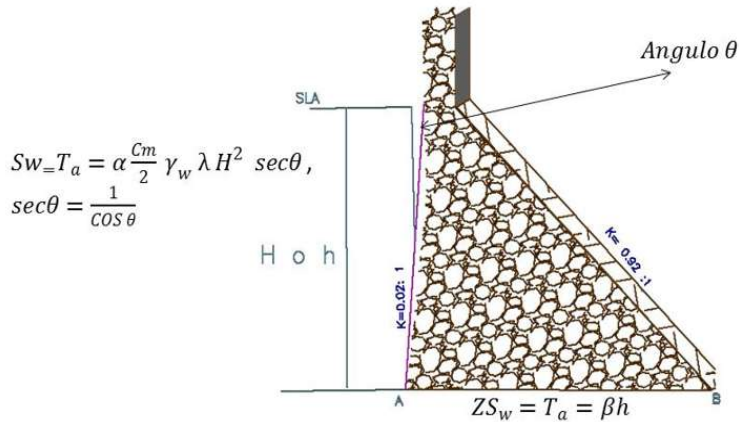
Tr=1000 Qe= 2749.9 Qs=2194.6 L=120m



ANEXO 6: PRESAS DE GRAVEDAD

Cálculo del empuje del agua debido al sismo.

Formulación de Zangar



*Los taludes ilustrados son los correspondientes a este proyecto

Si más del paramento es vertical $\theta = 0$, si no, θ es el Angulo entre la línea vertical y la línea que une el talón con la intersección de la SLA y el paramento aguas arriba.

C_m, β, α coeficientes adimensionales .

h/H	α	β
0	0	0.389
0.1	0.04	0.385
0.2	0.11	0.384
0.3	0.22	0.384
0.4	0.35	0.384
0.5	0.51	0.385
0.6	0.68	0.387
0.7	0.87	0.39
0.8	1.06	0.394
0.9	1.24	0.397
1	1.44	0.402

θ	C_m
0	0.73
10	0.67
20	0.61
30	0.54
40	0.46
50	0.38
60	0.29
70	0.21
80	0.11
90	0

ANEXO 7: CONDICIONES DE SEGURIDAD

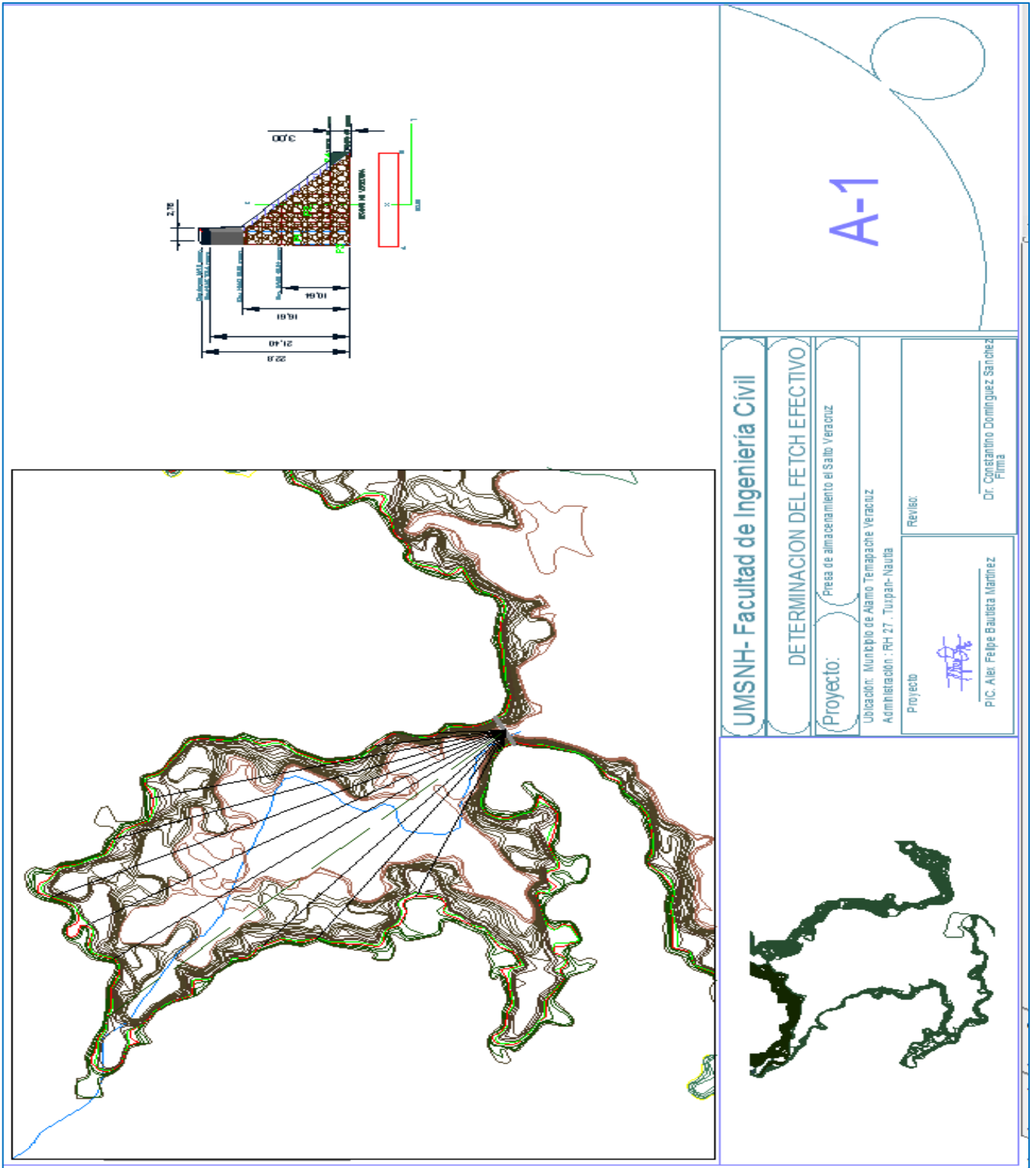
AGUA AL NAMO (ORDINARIA)						
CONDICION DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESION EN B	ESFUERZO DE COMPRESION MAXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICION
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	437.671	-368.293	16.348	30.185	500.000	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			158.324	0.839	22.552	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESION EN A	ESFUERZO POR SUBPRESION EN A		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	504.153	-689.909	35.510	-10.848		CUMPLE

AGUA AL NAME (EXTRORDINARIA)						
CONDICION DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESION EN B	ESFUERZO DE COMPRESION MAXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICION
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	420.090	369.553	26.515	48.958	740.741	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			237.886	0.839	14.947	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESION EN A	ESFUERZO POR SUBPRESION EN A		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	505.744	-44.811	25.932	-16.872		CUMPLE

AGUA AL NAMO CON SISMO (EXTRAORDINARIA)						
CONDICION DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESION EN B	ESFUERZO DE COMPRESION MAXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICION
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	437.671	-31.547	21.389	39.493	740.741	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			209.812	0.839	17.018	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESION EN A	ESFUERZO POR SUBPRESION EN A		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	504.153	-353.163	30.469	-18.070		CUMPLE

PRESA VACIA						
CONDICION DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESION EN B	ESFUERZO DE COMPRESION MAXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICION
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	501.394	1426.358	.692	6.817	740.741	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			20.378	0.839	1365.658	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESION EN A	ESFUERZO POR SUBPRESION		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	501.394	-1426.358	46.397	-22.222		CUMPLE

ANEXO 8: PLANOS DE LA OBRA DE ALMACENAMIENTO



A-1

UMSNH- Facultad de Ingeniería Civil

DETERMINACION DEL FETCH EFECTIVO

Proyecto: Presa de almacenamiento el Salto Veracruz

Ubicación: Municipio de Alamo Temapachte Veracruz
Administración: RH 27 - Turpap-Nautla

Revisor: *[Signature]*

PIC. Alar Felipe Bautista Martínez
[Signature]

Dr. Constantino Domínguez Sánchez
Firma



CUADRO DE PROYECTO

DESCRIPCION	MEDIDAS	UNIDAD
AREA DRENADA	255.76	Km ²
ESPESOR DE RISO	678.5	Ho
ALTIMA CORONA D. VERTICOR	4.77	m
LONG. CORTINA	152	m

DISEÑO DE PRESA DE GRAVEDAD

Características:
 Longitud de corona 152 m
 Longitud de vertedor 100 m
 Vertedor Tipo Cimacho
 Altura de la cubeta vertedera 3m
 Talud aguas arriba K=0.02:1
 Talud aguas abajo K=0.92:1
 Material Concreto Fc= 2000 Ton/m²
 Ancho de corona 2.5 m



A-2

UMSNH- Facultad de Ingeniería Civil

TOPOGRAFIA DE LA ZONA DE PROYECTO

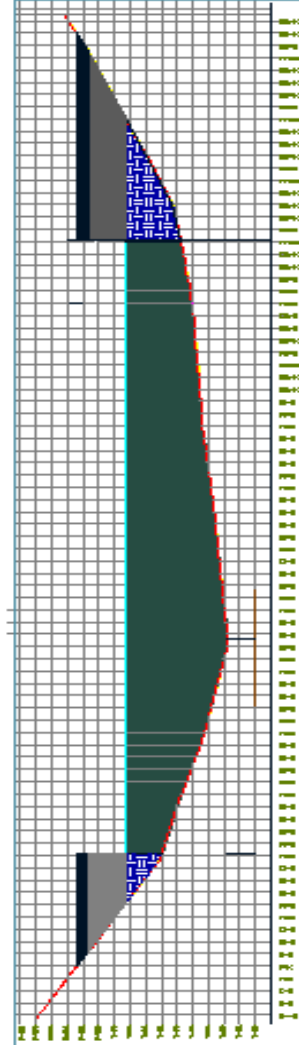
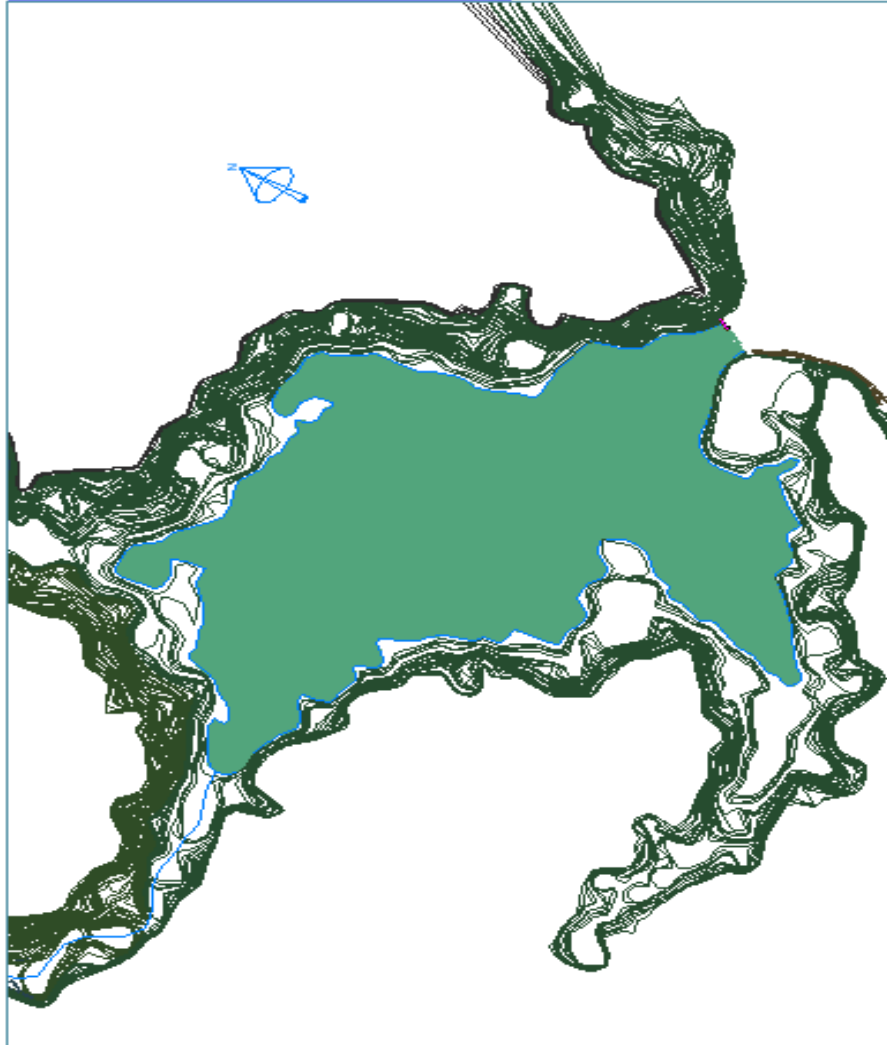
Proyecto:

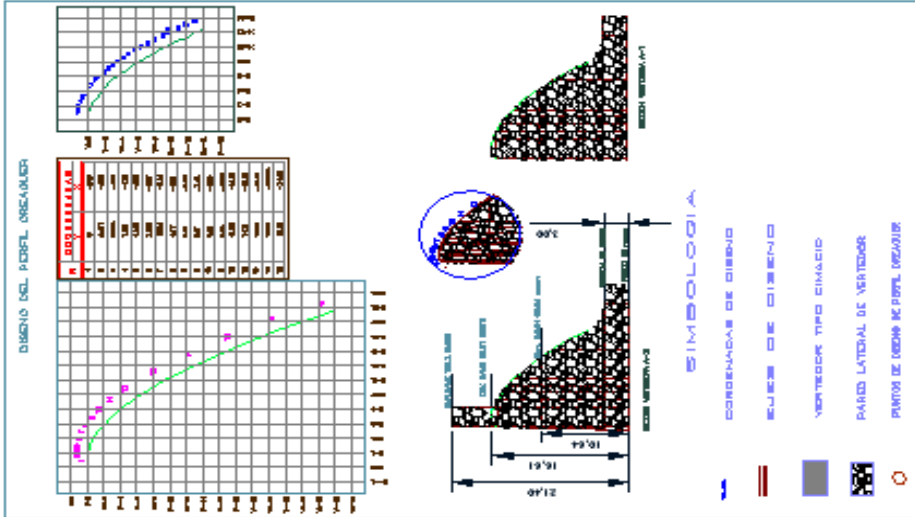
Presas de almacenamiento el Salto Veracruz

Ubicación: Municipio de Chicontepec, Veracruz
 Administración: RH-27. Tuxtepec- Nautla

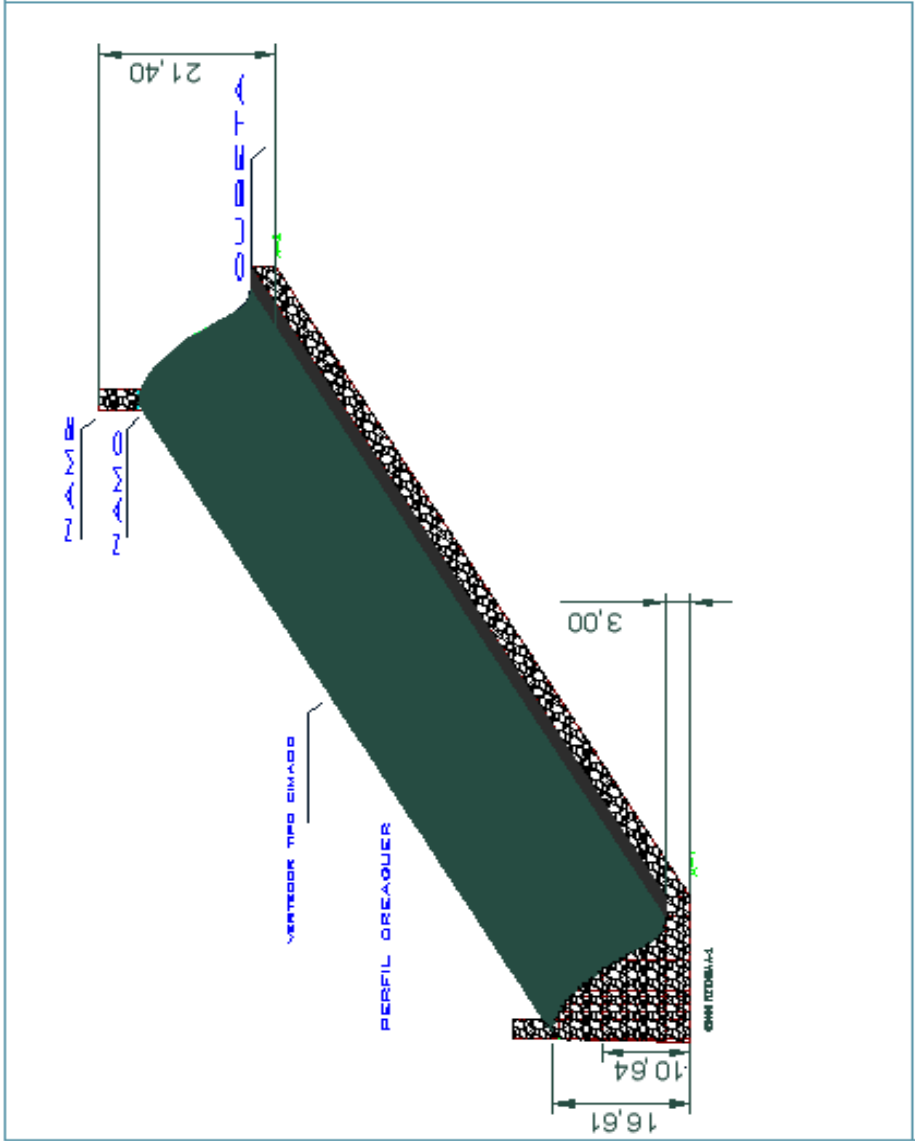
Revisó:

Dr. Constantino Domínguez Sánchez
 Firma





A-3



UMSNH- Facultad de Ingeniería Civil

VERTEDOR DE EXCEDENCIAS

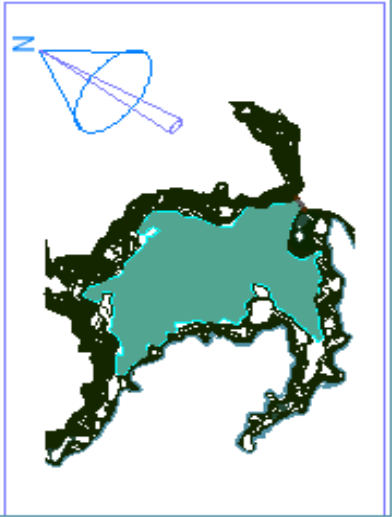
Proyecto: DISEÑO DE PRESA DE ALMACENAMIENTO R.SALTO.VER.

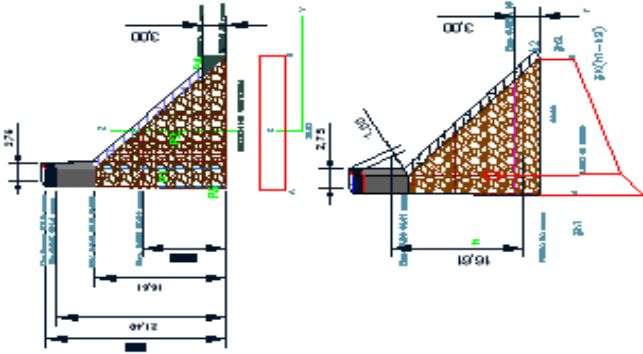
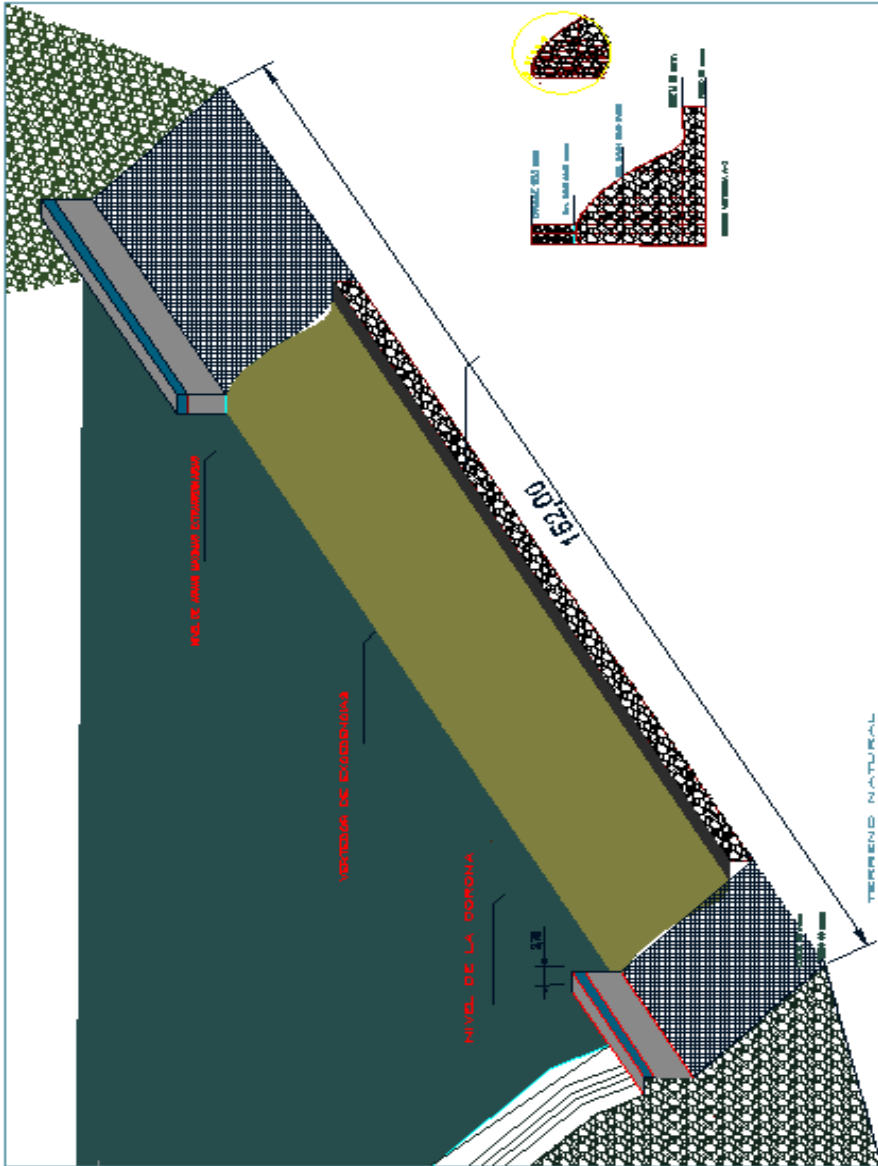
Ubicación: Municipio de Chontepéc Veracruz
 Administración: RH 27 - Tuxpan-Nautla

Revisó:

Dr. Constantino Domínguez Sánchez
 Firma

PIC. A.E. Felipe Bautista Madrid
 Firma

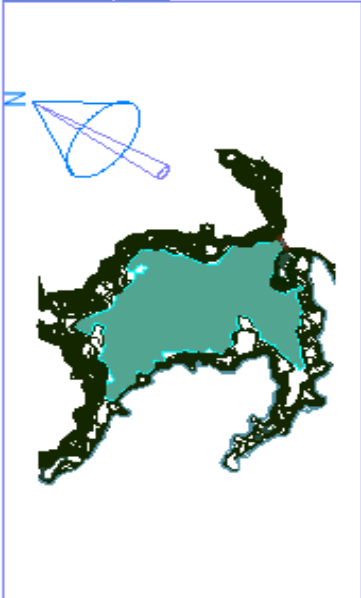




CUADRO DE DATOS

NIVEL	ELEVACION	VOLUMEN (M3)
RAMPA	152.00	0.00
RAMO	152.00	1415
BASE	152.00	3400
TOTAL		1415

UMSNH- Facultad de Ingeniería Civil
 PRESA DE GRAVEDAD EL SALTO, VER
 Proyecto: Presa de almacenamiento el Salto Veracruz
 Ubicación: Municipio Chilcoatepec Veracruz
 Administración: RH27, Tuxpan-Nautla
 Proyecto: [Signature]
 Revisó: [Signature]
 Dr. Constantino Domínguez Sañudo
 Pina



A-4

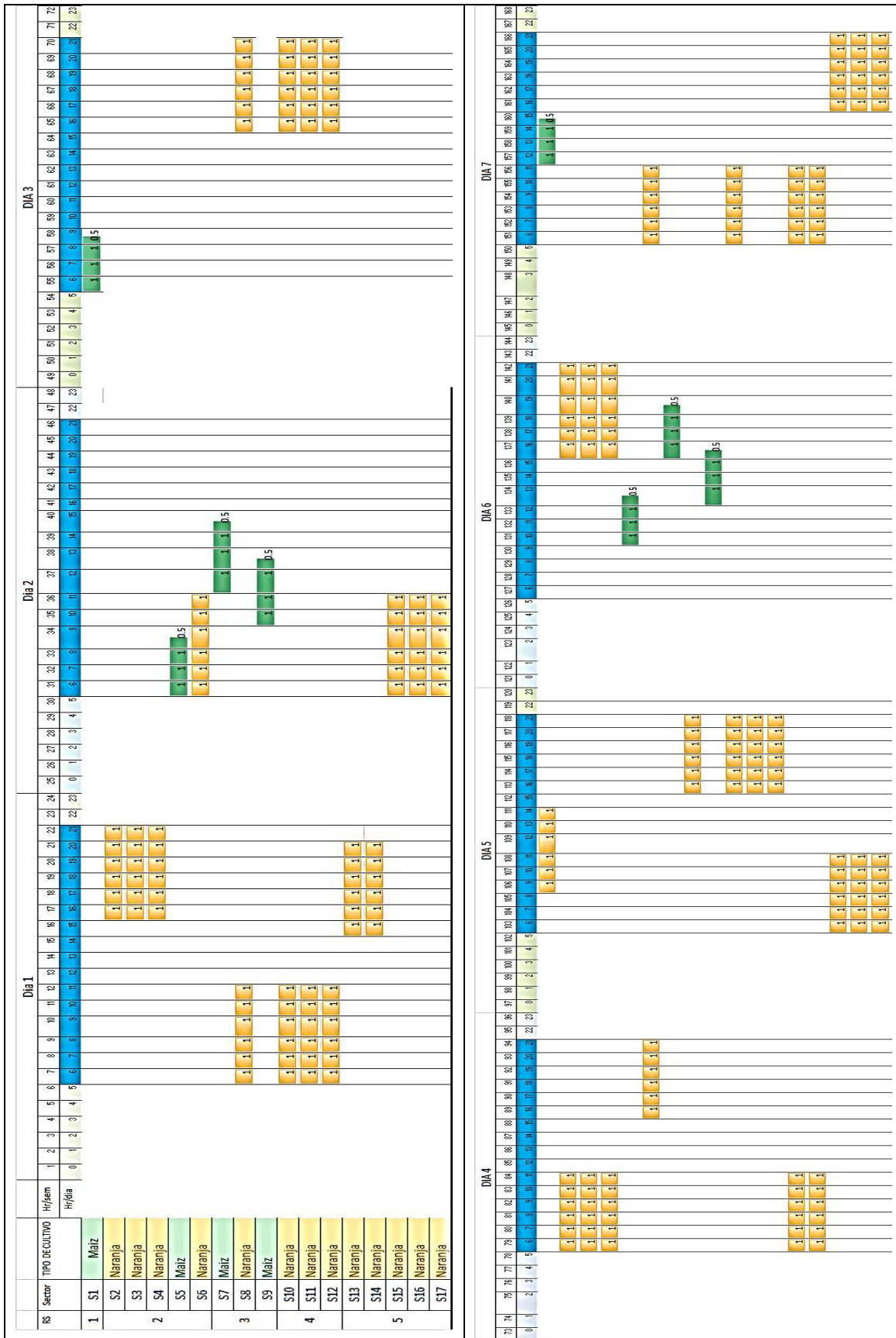
Anexo 9 Sectorización de parcelas

Sector	Parcela	AREA (Ha)	Sector	Parcela	AREA (Ha)	Sector	Parcela	AREA (Ha)
S1	M1	1.71	S7	M10	4.807315	S14	N45	0.71
	M2	51.18		M11	12.19		N46	1.00
	M3	24.63		M12	2.65		N47	4.98
S2	N1	6.42	S8	N26	22.60	S15	N48	0.66
	N2	4.17		N27	11.00		N49	3.97
	N3	1.82		N28	3.77		N50	0.39
	N4	8.00		N29	10.63		N51	0.45
	N5	4.34		N30	4.62		N52	0.92
	N6	4.61		N31	2.24		N53	1.02
	N24	7.21		N32	1.95		N54	0.61
	N25	11.20		N33	4.96		N55	0.89
S3	N7	21.88	S9	M13	32.73	S16	N56	5.39
	N8	3.50		M14	1.05		N57	1.05
	N9	7.28		M15	10.94		N58	2.18
	N10	6.85		M16	14.46		N59	1.98
	N11	3.05		M17	1.68		N60	2.97
	N12	7.04		M18	3.20		N61	1.62
S4	N13	9.35	S10	M19	3.51	S17	N62	1.77
	N14	1.31		N34	18.20		N63	1.81
	N15	10.16		N35	4.89		N64	1.45
	N16	6.17		N36	5.56		N65	2.07
	N17	7.52		N37	17.20		N66	13.47
S5	M4	23.20	S11	N38	5.77	S17	N67	29.51
	M5	11.40		N39	6.02		N68	0.99
	M6	12.31	S12	N40	6.38		N69	2.21
	M7	7.33		N41	15.72		N70	0.98
	M8	10.27	S13	N42	5.70		N71	0.99
	M9	7.05		N43	16.34		N72	1.80
S6	N18	8.15	S13	N44	3.55	N73	1.00	
	N19	0.21		N74	1.99			
	N20	8.81		N75	0.20			
	N21	13.23		N76	0.07			
	N22	11.17		N77	1.89			
	N23	8.26		N78	1.38			

Anexo 10 Patrón temporal de riego Epanet

<p>Sector 1</p>	<p>Sector 2</p>
<p>Sector 5</p>	<p>Sector 6</p>
<p>Sector 7</p>	<p>Sector 9</p>
<p>Sector 8 ,10,11,12</p> <p>Anexo 1 Patrones de riego Epanet</p>	<p>Sector 15 a 17</p>

Anexo 10 . Patrón temporal de riego



8. BIBLIOGRAFÍA

- Agency, U. S. (s.f.). Epanet 2.0 Manual de usuario . En G. d. Fluidos. Valencia: Grupo disiplinary de modelacion de Fluidos Universidad Politecnica de Valencia.
- Almanza Campos Jose Alfonso, S. T. (2012). Gestion de datos Meteorologicos. *XXII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA*, 3.
- Bird, C. d. (s.f.). Aspersores de Impacto. En R. Bird.
- Chow, V. T. (2000). *Hidrologia Aplicada*. Bogota: Mc GRAW-HILL.
- CNA. (2015). *Norma oficial mexicana nom 011 cna 2015 conservacion del recurso agua que establece las especificaciones y el metodo para determinar la disponibilidad media anua de las aguas nacionales* . Mexico : conagua.
- CNA. (s.f.). *Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado*. Mexico: D.R. © Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Corte, M. F. (2008). *Diseño de Presas Pequeñas*. Mexico: UNAM.
- Delgado, P. T. (2010). *Diseño de un sistema de riego por goteo para una huerta aguacatera pequeña*. Mexico : UNAM.
- FAO. (1990). *Evapotranspiracion del cultivo. Guia para la determinacion de los requerimientos de agua de los cultivos*. Estudio FAO riego y drenaje.
- INIFAP. (1998). *Manual de produccion de naranja para los estados de veracruz y tabasco*. Mexico: inifap.
- J.A Agustin Perez Sesna. (205). Hidrologia de superficie y precipitaciones intenas 2005 en el Estado de Veracruz. 84.
- Martinez, A. F. (2016). Inovaciones en intrumentacion para a creacion de una base de datos de esaciones climatologicas automatizadas . *Congreso nacional de Hidraulica*.
- Martinez, E. V. (2016). *Estudios basicos para el aprovechamiento de los recursos hidricos en la comunidad de manuel villalongin , Municipio de Puruandiro Michoacan* . Morelia : FIC UMSNH.
- Mijares, F. J. (2012). *Fundamentos de Hidrologia de Superficie*. México: Limusa.

- Rodriguez, S. C. (2017). *Estudio Hidrológico Para La Rehabilitación De La Presa Derivadora "San Victoriano", Municipio De Tuxpan, Michoacán*. Morelia.
- SAGARPA. (2000). *OBRAS DE EXCEDENCIAS*. MEXICO.
- Sanchez, C. D. (2017). *Apuntes de Clase*. Morelia.
- Termoplus, H. (s.f.). Catalogo de tuberías Valtic 4710. *Hidraulica Termo Plus*, 1.
- Tuberías, E. S. (s.f.). Guia de productos de Tubería y conexión . 8.
- Vallejo, L. G. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educacion .
- Vicente, E. E. (1976). *Los distritos de Riego su administración operación y conservación* . Mexico: Compañía Editorial Continental.
- Virrueta, O. F. (2016). *Aprovechamiento del Agua para fines de riego para el poblado de coalcoman de vazquez pallares Michoacan y comunidades Aledañas*. Morelia.