



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE
INGENIERÍA**

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO HIDROLÓGICO DE UN PREDIO
LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE ALMOLOYA
DE JUÁREZ, MÉXICO.**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA

P R E S E N T A:

ING. ANA ROCÍO CERÓN MAYO

DIRECTOR DE TESINA: ING. ALFONSO MORALES GARCÍA

MÉXICO, D.F. MAYO 2016

DEDICATORIA

A mis padres, Josefina y José Luis. Agradezco a Dios cada día por haberme permitido ser su hija, porque a lo largo de mi vida, me han enseñado que con esfuerzo y dedicación constante se puede alcanzar cualquier meta que uno se proponga. Son mi motor y la fuerza que me permite seguir cada día.

A mis hermanos, Susana y Adrián. Ambos son mi inspiración y mi ejemplo a seguir, los admiro y respeto porque cada uno ha triunfado. Los amo.

A mi abuelo Mayo, en donde quiera que estés nunca me has dejado sola, este logro es principalmente por ti y para ti. Te extraño.

A mi abuelita Carmen, quien es mi segunda madre y que nunca terminaré de pagarle y agradecerle por todo el apoyo brindado en los buenos y malos momentos.

AGRADECIMIENTOS

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, mi alma mater, y a mis profesores por brindarme todos los conocimientos que aplico día a día, los cuales me permiten ser una ingeniera de calidad.

Al Ing. Alfonso Morales García, por la paciencia y dedicación que tuvo conmigo y con este trabajo.

A mis inseparables: Andreas Klein, Saby, Pepe, Mario Navarrete, Daniel Fuentes, Daniel Morales, Pedro Obregón y Enrique Hernández, porque a lo largo de la carrera universitaria y del posgrado fueron mi respaldo enseñándome el valor de la amistad.

A mis compañeros de CIEPS, en especial a José Antonio Bonilla, Aldo Marín, Plácido Meza, Eduardo Hernández, Luis Enrique Flores y Ramón Moncada, porque más que compañeros se volvieron mis amigos, mis cómplices y mis confidentes.

A Mireya Mayo, Eredi Carlos Ramírez, Francisco Mayo y Angélica Sarabia porque no son solo mis tíos, han sido como mis padres y estoy orgullosa y agradecida por la manera en la que educaron y orientaron a mis primos, a quienes veo como mis hermanos.

A mis primos, cuñadas y sobrinas por formar parte de mi crecimiento personal y profesional.

A Rodrigo Takashi Sepúlveda Hirose, ya no eres solo un profesor, te has convertido en mi amigo. Te agradezco por las pláticas, los consejos, pero sobre todo el apoyo que siempre he encontrado en ti.

A la ingeniera Flor Gutiérrez Jiménez, por la paciencia y la ayuda en todos los trámites necesarios para llevar a cabo mi titulación.

A Miguel Ángel Mejía. Mis decisiones me colocaron en momentos y tiempos adecuados y así fue como te conocí. Gracias por tu madurez, tu sabiduría, tus consejos, tu apoyo incondicional y sobre todo por ser el mejor jefe que pude tener, gracias por ser mi amigo.

CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS	5
ÍNDICE DE FIGURAS	6
1 INTRODUCCIÓN	8
1.1 Objetivo	8
1.2 Desarrollo del estudio	8
2 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	11
2.1 Información Obtenida	11
2.2 Reconocimiento de campo	11
3 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO	13
3.1 Localización de la zona de estudio	13
3.2 Clima	14
3.3 Hidrografía	15
3.4 Topografía	16
4 CUENCAS DE DRENAJE PLUVIAL	19
4.1 Cuencas y subcuencas	20
4.2 Características Físicas	27
5 RELACIÓN LLUVIA – ESCURRIMIENTO	33
5.1 Modelo de tormenta	33
5.1.1 Registro Climatológicos disponibles	33
5.1.2 Determinación de la curva i-d-T	33
5.2 Avenidas Máximas	38
5.2.1 Método Racional Americano	38
5.2.2 Método de Chow	44
5.2.3 Método del Hidrograma Unitario Triangular	51
6 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO	56
6.1 Funcionamiento hidráulico del arroyo existente	56
6.1.1 Determinación de la Zona Federal de Protección del arroyo	57
7 CONCLUSIONES	61
REFERENCIAS	63

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.2.1. Longitudes de tramos y cauces de cada cuenca y subcuenca de aportación	27
Tabla 4.2.2. Datos de la Cuenca Externa 1	28
Tabla 4.2.3. Pendiente media de cada cuenca y subcuenca	29
Tabla 4.2.4. Datos correspondientes a la cuenca externa 1	30
Tabla 4.2.5. Características fisiográficas por cuenca	31
Tabla 4.2.6. Tiempos de concentración por cuenca	31
Tabla 5.1.1. Periodos de retorno calculados para una serie de datos de 12 años.....	35
Tabla 5.2.1. Recomendación de períodos de retorno para la estimación del gasto máximo de diseño en las obras hidráulicas.....	39
Tabla 5.2.2. Valores de coeficiente de escurrimiento según el tipo de suelo	40
Tabla 5.2.3. Tiempo de concentración de las cuencas externas y subcuencas	41
Tabla 5.2.4. Intensidades de lluvia por cuenca	42
Tabla 5.2.5. Gastos por cuenca en condiciones actuales utilizando el método Racional	43
Tabla 5.2.6. Gastos por cuenca en condiciones de proyecto utilizando el método Racional	43
Tabla 5.2.7. Selección del número de escurrimiento N, para condiciones de humedad previa media.	46
Tabla 5.2.8. Datos de la cuenca de aportación externa 1	47
Tabla 5.2.9. Gastos por cuenca en condiciones actuales	50
Tabla 5.2.10. Gastos por cuenca en condiciones de proyecto	50
Tabla 5.2.11. Características de la cuenca de aportación externa 1	52
Tabla 5.2.12. Gastos por cuenca en condiciones actuales	54
Tabla 5.2.13. Gastos por cuenca en condiciones de proyecto	54
Tabla 6.1.1. Gastos por cuenca en condiciones actuales. Método Racional Americano	56
Tabla 6.1.2. Gastos por cuenca en condiciones de proyecto. Método Racional Americano.	56
Tabla 6.1.3. Resultados obtenidos del análisis realizado con el programa HEC-RAS	58
Tabla 6.1.4. Resultados obtenidos del análisis realizado con el programa HEC-RAS	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1.1. Vías de Comunicación e Infraestructura del Municipio de Almoloya de Juárez	13
Figura 3.2.1. Clima del municipio de Almoloya de Juárez	14
Figura 3.3.1. Hidrografía del municipio de Almoloya de Juárez.....	16
Figura 3.4.1. Topografía del municipio del Almoloya de Juárez	17
Figura 4.1. Sistema Hidrológico Regional	19
Figura 4.1.1. Cuencas y subcuenca	20
Figura 4.1.2. Cuenca de aportación externa #1.....	21
Figura 4.1.3. Cuenca de aportación externa #2.....	22
Figura 4.1.4. Cuenca de aportación externa #3.....	23
Figura 4.1.5. Subcuenca de aportación #1	23
Figura 4.1.6. Subcuenca de aportación #2.....	24
Figura 4.1.7. Subcuenca de aportación #3.....	24
Figura 4.1.8. Subcuenca de aportación #4.....	25
Figura 4.1.9. Subcuenca de aportación #5.....	25
Figura 4.1.10. Subcuenca de aportación #6.....	26
Figura 4.1.11. Subcuenca de aportación #7	26
Figura 5.1.1. Ubicación de la EMA Cerro Catedral.....	34
Figura 5.1.2. Intensidad de lluvia registrada para el Observatorio Toluca.....	36
Figura 5.1.3. Curva i-d-T del sitio en estudio.....	37
Figura 5.2.1. Relación entre el factor Z y d/tr	49
Figura 5.2.2. Hidrograma Triangular	51

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivo

Los objetivos principales del presente estudio son:

- Elaboración de un estudio hidrológico de un predio en un municipio localizado en el Estado de México.
- Calcular los parámetros hidrológicos, los cuales podrán ser utilizados en un futuro para el diseño urbano en el predio de referencia.
- Determinar la zona federal de protección del arroyo existente que atraviesa al predio.

1.2 Desarrollo del estudio

Para cumplir con los objetivos indicados, el estudio se dividió en seis capítulos adicionales al presente.

En el Capítulo 2, se describe y resume la información recabada, indicando las fuentes consultadas, tanto para la información topográfica y cartográfica, así como para la información climatológica, hidrológica, de la infraestructura existente y de estudios previos relacionados con el presente.

En el Capítulo 3, se describen las condiciones generales y particulares del sistema hidrológico del sitio de estudio, indicando las principales características de los parámetros climatológicos como temperaturas, precipitación y evaporación, así como la descripción general de la hidrografía regional y del predio.

En el Capítulo 4, con apoyo de la cartografía y la topografía disponible, se determinan las cuencas de drenaje del predio y de cada uno de los cauces o escurrimientos naturales internos y/o externos que pudieran influir en ellos. Asimismo, se obtienen las características fisiográficas de cada cuenca o subcuenca determinada dentro del mismo, información requerida para evaluar los escurrimientos pluviales. De manera análoga, se identifican las cuencas de drenaje para la condición de uso de suelo urbano, obteniendo sus respectivas características fisiográficas.

El Capítulo 5 describe la relación lluvia-escurrimiento, la cual tiene por objeto determinar los parámetros de lluvia a que está expuesta el área del proyecto, mediante la determinación del modelo de tormenta representado por las curvas i-d-T (intensidad de lluvia-duración de la tormenta-período de retorno). Con las cuencas de drenaje y sus características fisiográficas determinadas, y de acuerdo a la metodología recomendada por la CONAGUA, se determinó el período de retorno de diseño, y con ello se obtuvieron las avenidas máximas correspondientes.

En el Capítulo 6, se realizó el funcionamiento hidráulico del arroyo existente, considerando las condiciones de tormenta de diseño asociado a diversos periodos de retorno y considerando también las características fisiográficas de la cuenca.

Finalmente, en el Capítulo 7, se establecen las conclusiones y recomendaciones derivadas de este estudio, destacando la problemática del drenaje del propio terreno, así como las acciones planteadas para la disposición y evacuación de los escurrimientos pluviales.

CAPÍTULO 2

RECOPILOACIÓN DE INFORMACIÓN

2 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

2.1 Información Obtenida

Para la realización del presente estudio se solicitó y recabó la información disponible, teniendo las siguientes fuentes de información:

- Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI)
 - Carta topográfica, “San Miguel Zinacantepec”, clave E14A37, Esc. 1:50,000
 - Conjunto de datos Vectoriales de la carta topográfica, “San Miguel Zinacantepec”, clave E14A37, Esc. 1:50,000
 - Almoloya de Juárez, México: cuaderno estadístico municipal 2005 / Gobierno del Estado de México, Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, H. Ayuntamiento Constitucional de Almoloya de Juárez.

- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA)
 - Normales Climatológicas. Servicio Meteorológico Nacional
 - Extractor Rápido de Información Climatológica (ERIC). Servicio Meteorológico Nacional.
 - Red de Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA), estación CERRO CATEDRAL, localizada en Toluca, México. Registros Históricos de 1999 a 2010 de altura de precipitación cada 10 minutos.

- Google Earth
- Imágenes de satélite para la zona de estudio

2.2 Reconocimiento de campo

Cuando se elabora un estudio hidrológico es necesario llevar a cabo una visita de campo con la finalidad de verificar las condiciones en las que se encuentra el terreno, la duración y la frecuencia con la que se presentan las lluvias en éste, así como los tipos de escurrimientos que se generan en el mismo.

Además, es fundamental conocer las condiciones topográficas, geológicas, el tipo y uso de suelo en donde se elaborará el estudio hidrológico, pues son factores que ayudan en los cálculos y determinan la veracidad de los resultados.

Para este trabajo no se realizó el reconocimiento de campo, sin embargo, se investigó a detalle los puntos mencionados anteriormente a manera de no provocar errores en los resultados.

Existe la posibilidad de que en el área de estudio se realice la construcción de un fraccionamiento, por lo cual es necesario conocer las condiciones de escurrimiento para diseñar el drenaje pluvial y su descarga con el fin de que esta información pueda ser ocupada posteriormente.

CAPÍTULO 3

LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

3 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

3.1 Localización de la zona de estudio

El estudio hidrológico que se presenta en este trabajo, se llevará a cabo en una zona que se localiza en el municipio de Almoloya de Juárez, Estado de México, el cual se ubica entre las coordenadas 90° 14' 20'' y 19° 33' 01'' de latitud norte y 99° 42' 07'' y 99° 56' 13'' de longitud oeste.

Almoloya de Juárez colinda con seis municipios: al norte con San Felipe del Progreso e Ixtlahuaca, al sur con Zinacantepec, al este con Toluca y Temoaya y al oeste con Villa Victoria y Amanalco de Becerra. La altitud promedio del territorio municipal es de 2,600 metros sobre el nivel del mar.

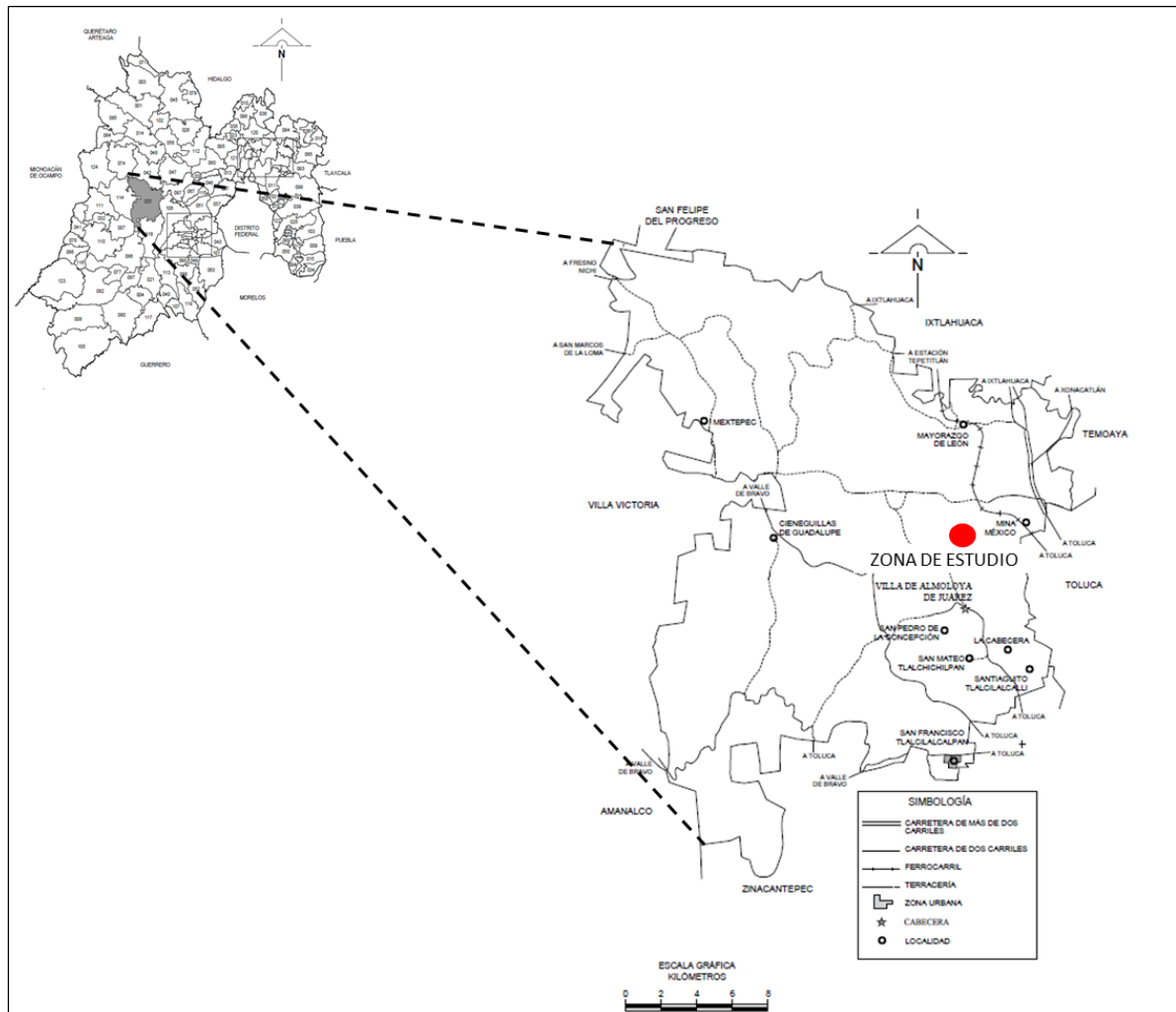


Figura 3.1.1. Vías de Comunicación e Infraestructura del Municipio de Almoloya de Juárez. [5] INEGI

3.2 Clima

El clima predominante en el municipio de Almoloya de Juárez es Templado-Subhúmedo, ésto basado en las cinco estaciones meteorológicas que se encuentran dentro del mismo, las cuales se localizan en las localidades de San Antonio Atotonilco, San Francisco Tlalcilcalpan, La Gavia, San Miguel Almoloyan y Ocoyotepec.

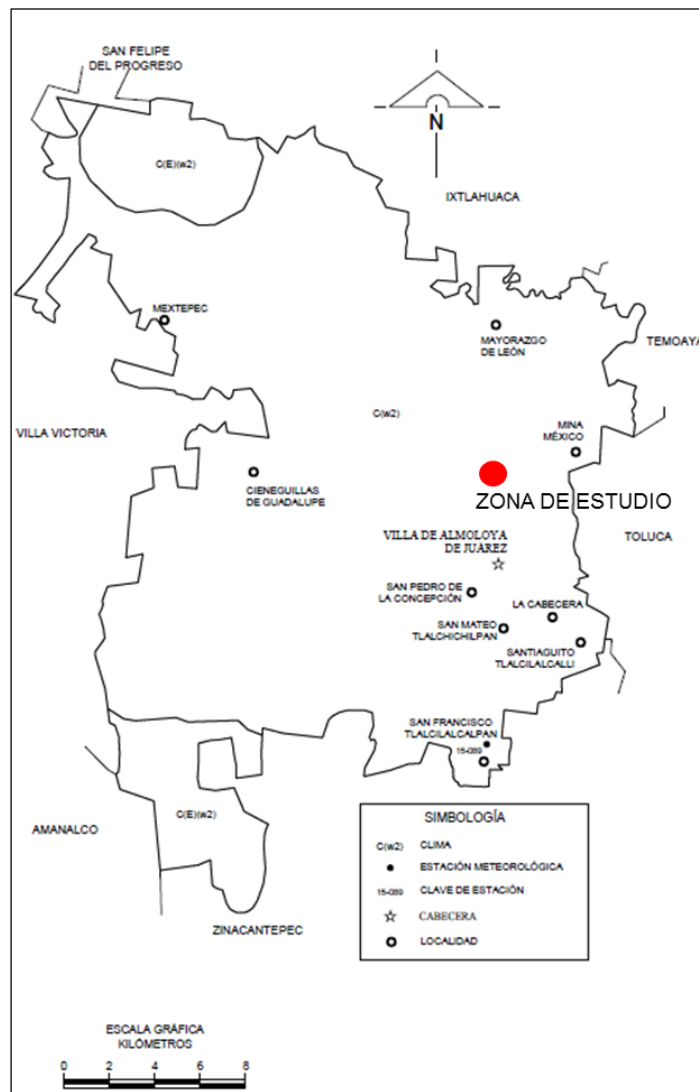


Figura 3.2.1. Clima del municipio de Almoloya de Juárez. [5] INEGI

De acuerdo con la información publicada por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN) en las Normales Climatológicas del Estado de México, para la estación climatológica “Nueva Santa Elena” con clave 15063, la temperatura media de la zona es de 12.4° llegando a una máxima promedio de 20.5° y a una temperatura mínima promedio de 4.3° .

La temperatura máxima diaria registrada es de 31.0° el 10 de mayo de 1984. La temperatura mínima diaria registrada es de -8.0° el 21 de enero de 1988.

La altura de precipitación media anual es de 820.7 mm y se tiene registro de la altura máxima mensual en el mes de julio con 307.5 mm. Los meses de máxima precipitación son junio, julio y agosto mientras que los meses de menor precipitación son diciembre, febrero y marzo. El número promedio de días con lluvia es de 123.3.

La evaporación potencial media registrada es de 1,789.6 mm. Registrándose una máxima de 187.1 mm para el mes de abril.

3.3 Hidrografía

De acuerdo a la nueva división Hidrológico-Administrativa de la República Mexicana realizada por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) en 2010, el predio se ubica en la Región Hidrológico-Administrativa (RHA) VIII “Lerma Santiago Pacífico”. Mientras que, con base en la organización de regiones hidrológicas de la República Mexicana, hecha por la CONAGUA, el sitio está incluido en la Región Hidrológica #12 “Lerma-Santiago”, y forma parte de la cuenca “Lerma-Chapala”, así como de la subcuenca “Río Tejalpa”.

En el territorio de la cuenca Lerma Chapala se encuentran 51 escurrimientos naturales, de los cuales el Río Almoloya es el más importante por la distancia que éste recorre a través de la superficie municipal (aproximadamente 11 kilómetros). De esta forma, sus afluentes más relevantes son: El Rosario, La Pila, San Agustín, Oyamel, Las Cebollas y Ojo de Agua.

Los cuerpos de agua superficiales de corriente perenne e intermitente, están conformados básicamente por los ríos Almoloya, Tejalpa, Ojo de Agua y Lerma, aunque la mayoría se encuentran contaminados por desechos urbanos. Estos afluentes contribuyen en la recarga de los mantos acuíferos y los 45 pozos que existen en el municipio, de donde se extrae el agua para riego de las zonas agrícolas y el consumo humano.

Además, el municipio cuenta con una presa, seis acueductos, 98 cuencas de agua, 115 revestimientos de canales y 191 bordos, que son utilizados básicamente para el riego de las zonas agrícolas. También, existen siete manantiales de los cuales se extrae agua para el consumo humano, destacando el Arroyo Zarco, Dilatada y Ojo de Agua.

El cuerpo de agua con mayor capacidad de almacenamiento lo constituye la “Presa Ignacio Ramírez” ubicada en el Ejido Salitre de Mañones y Barrio del Carmen, con una capacidad de 36.30 millones de m³.

1) Cerro “San Francisco”; 2) Cerro “La Guadalupana”; 3) Cerro “Yebucibí”, y 4) Cerro “la Unión”.

El relieve del municipio es bastante irregular. En la parte suroeste se observan pendientes pronunciadas mientras que el noroeste que forma parte del Valle de Ixtlahuaca, cuenta con superficies planas óptimas para el desarrollo de actividades agropecuarias.

Dentro de las elevaciones más importantes podemos citar el cerro Molcajete, cerro Yebucibí, el Calvario de San Miguel, cerro del Ojo de Agua, el parque de La Soledad, la Columba boscosa de San Francisco Tlalcilcalpan hasta Dilatada Sur, localizados en el norte, sur y suroeste del municipio. Las zonas planas se encuentran mayoritariamente en la parte este y oeste del territorio municipal.

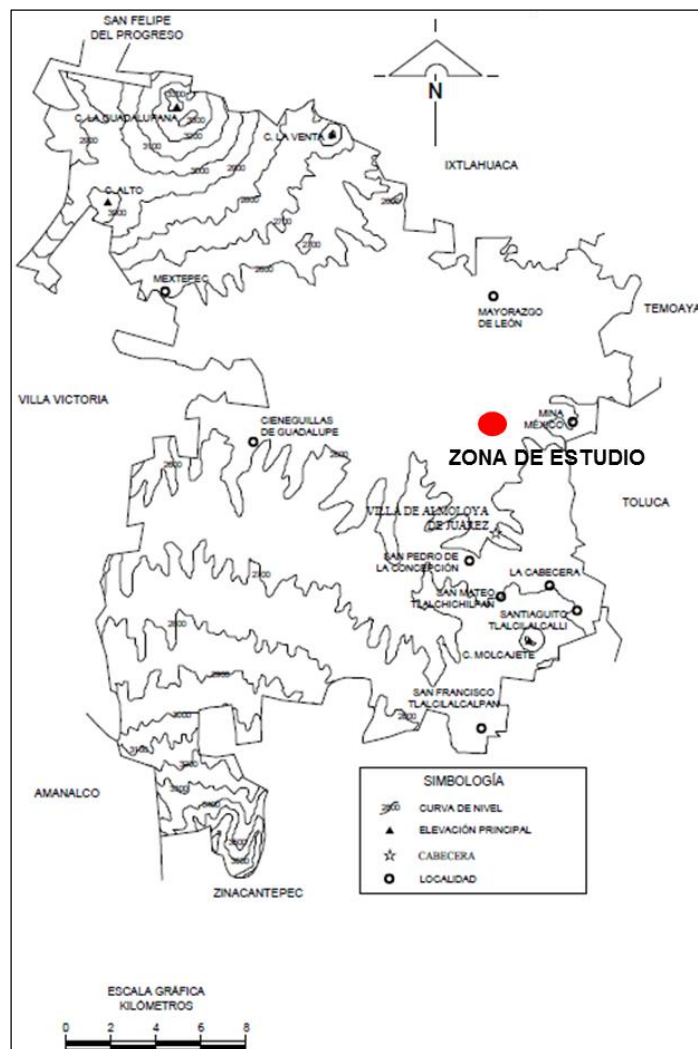


Figura 3.4.1. Topografía del municipio del Almoloya de Juárez. [5] INEGI

CAPÍTULO 4

CUENCAS DE DRENAJE PLUVIAL

4 CUENCAS DE DRENAJE PLUVIAL

El escurrimiento pluvial depende de diversos factores, siendo de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca, entre la cual destaca su área, así como la longitud y la pendiente del cauce principal.

Determinar las áreas o cuencas de drenaje pluvial y sus características fisiográficas es un elemento fundamental en el proceso de obtención de los escurrimientos pluviales, definiendo como cuenca de drenaje al área que contribuye al escurrimiento directo y que proporciona el flujo a la corriente principal estando limitada por su parteaguas.

A continuación, se determinan las principales cuencas que inciden sobre el predio en estudio. En la figura 4.1 se observa la configuración del sistema hidrológico regional, en el cual se encuentra el predio en estudio y en donde en la actualidad predominan las superficies de cultivos.

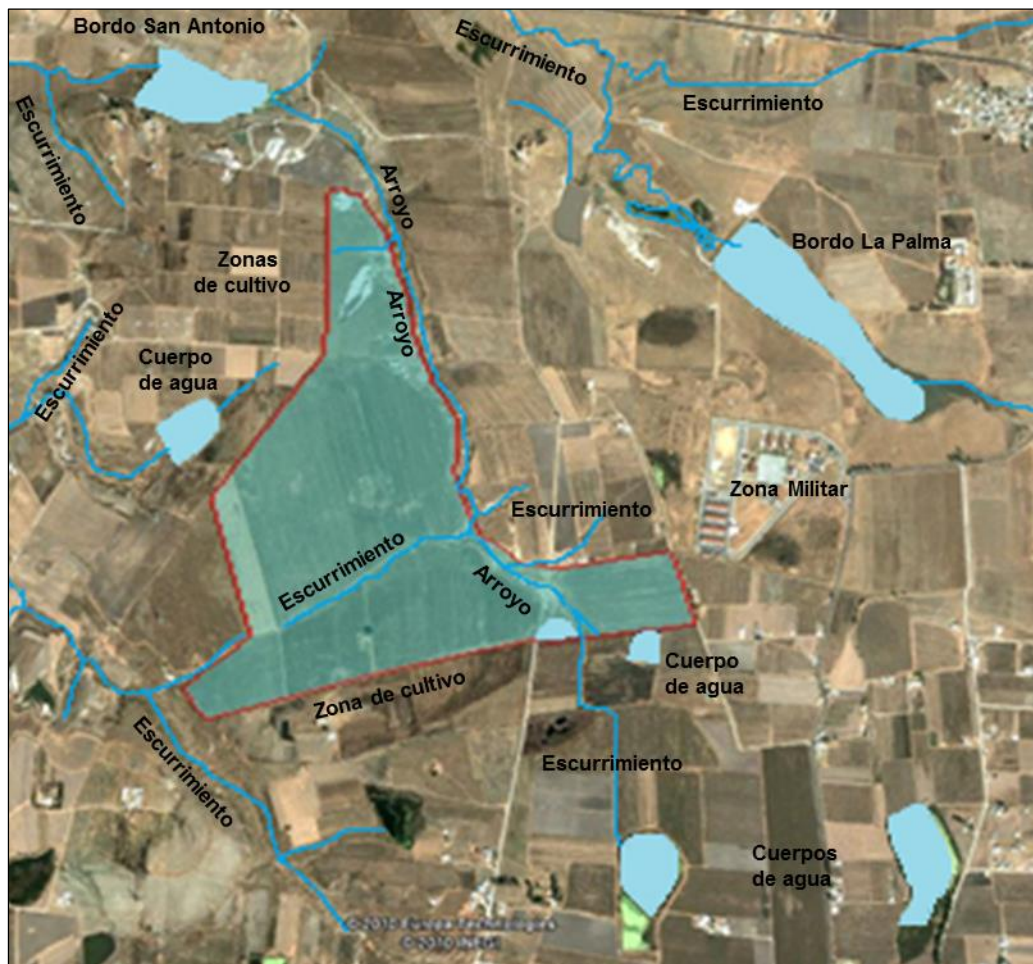


Figura 4.1. Sistema Hidrológico regional

Los rasgos hidrológicos más importantes de la zona corresponden al arroyo existente, que colinda con el predio en su parte poniente y es la corriente en donde se descargarán los caudales pluviales.

4.1 Cuencas y subcuencas

El sistema hidrológico estudiado, se compone de tres cuencas exteriores, dos de las cuales aportan agua hacia el lindero sur, y la tercera aporta agua hacia el lindero poniente del predio. Al interior del predio y hacia aguas abajo del arroyo existente, se presentan siete subcuencas de aportación. En la figura 4.1.1, se pueden observar las distintas cuencas y subcuencas mencionadas:

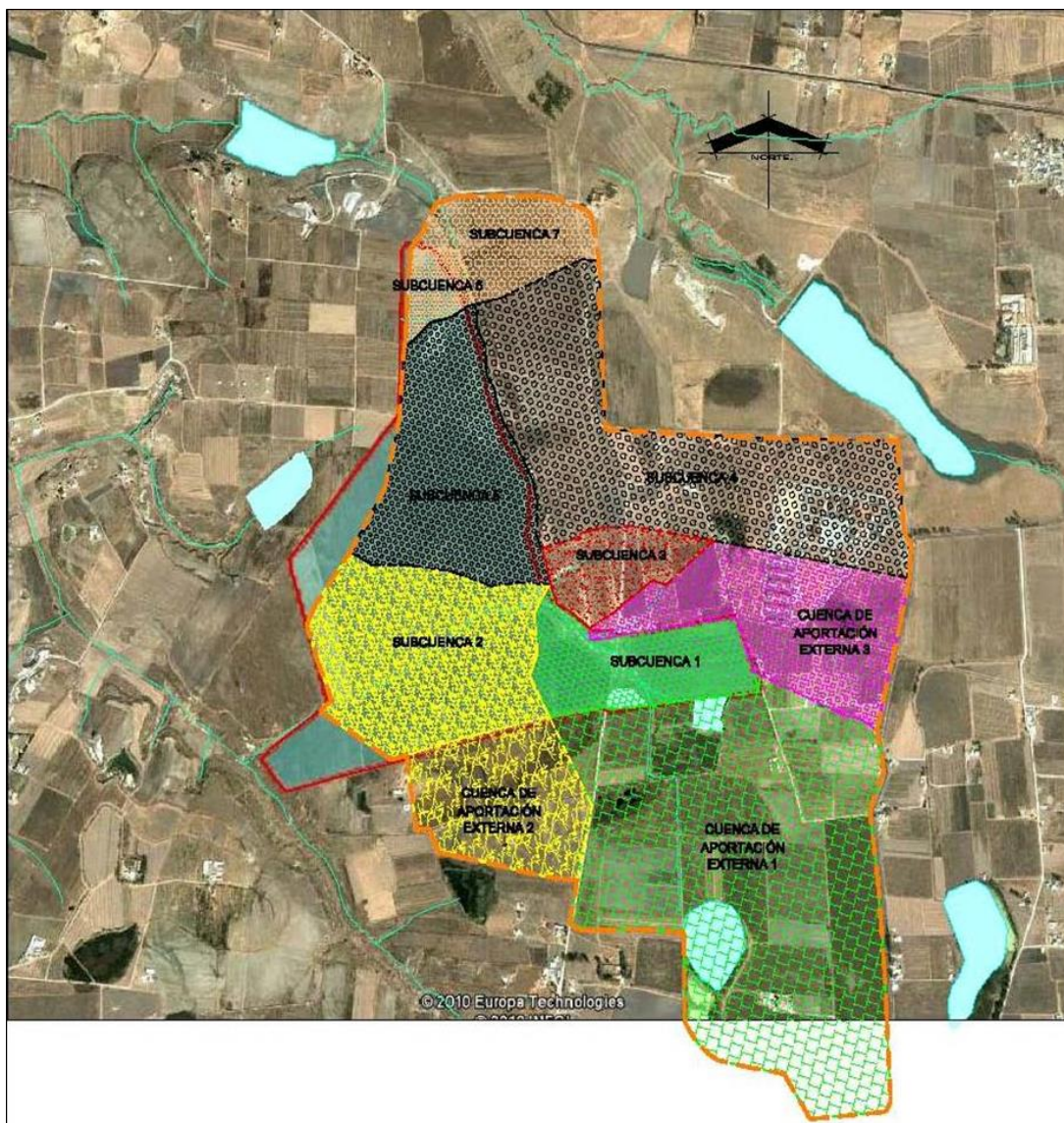


Figura 4.1.1. Cuencas y subcuenca

- *Cuenca de aportación externa 1*

Esta cuenca se localiza hacia el sur del predio, tiene una superficie de 102.48 ha y está conformada por terrenos de cultivo los cuales drenan hacia el predio. Estos escurrimientos, están controlados de manera parcial debido a la presencia de áreas de retención (cuerpos de agua) que se llenan con el agua proveniente del escurrimiento y una vez llenos, desbordan su caudal hacia el predio.

Dichas represas, son de gran importancia ya que impiden que se tenga un mayor caudal de aportación, y por lo tanto, que existan mayores escurrimientos que pudieran llegar al predio. Se deben de respetar estas represas, y saber con certeza si serán respetadas a futuro o proponer que se construyan en esos sitios obras de retención, con el objeto de que a futuro, el predio no reciba aportaciones extraordinarias.

A continuación, se muestra la ubicación de aportación externa 1 con detalle. La cota más alta de esta cuenca es la 2,618 msnm, mientras la cota más baja corresponde a la elevación 2,601 msnm.

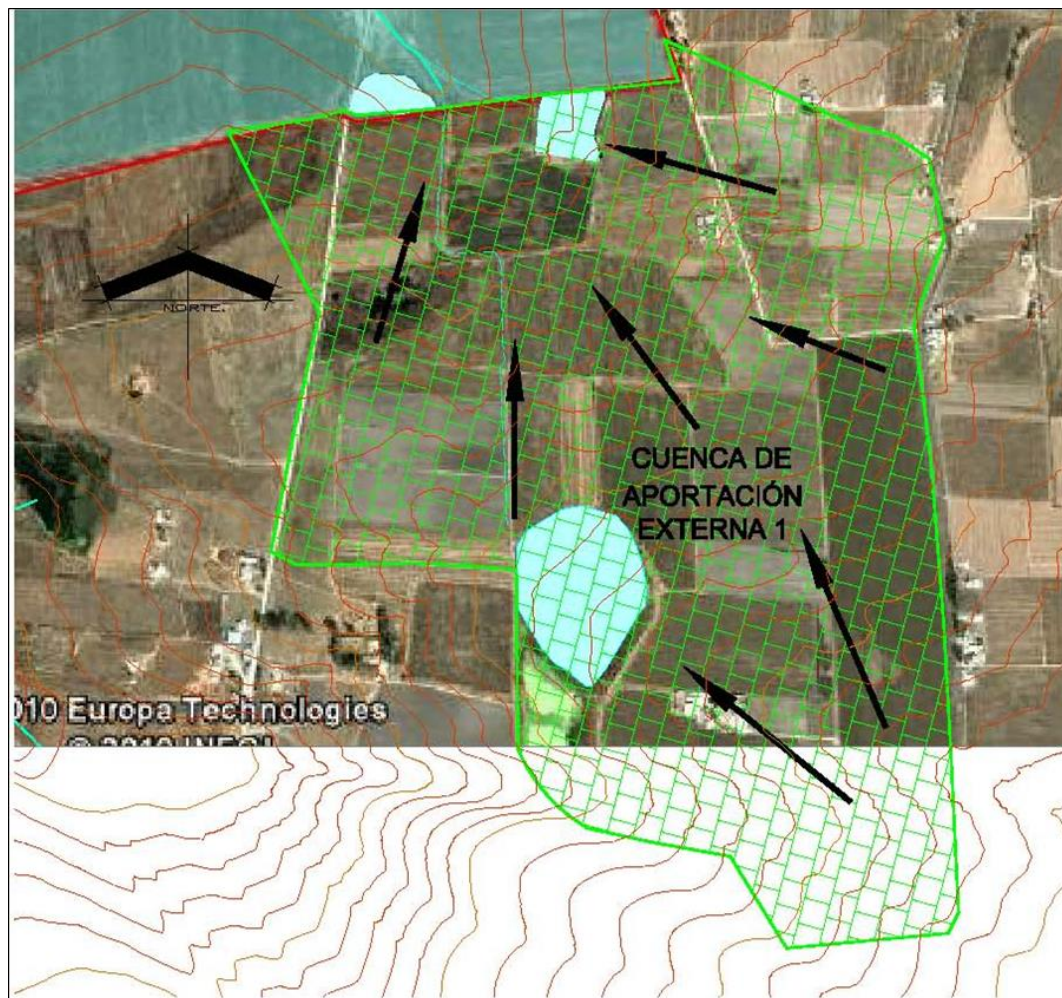


Figura 4.1.2. Cuenca de aportación externa #1

- *Cuenca de aportación externa 2*

Esta cuenca se localiza hacia el sur del predio, tiene una superficie de 22.16 ha, y está conformada por terrenos de cultivo. La cota superior de la cuenca es de 2,607 msnm y la cota más baja es la 2,603 msnm.

Como medida de seguridad, se recomienda construir un canal de desvío que permita encauzar los escurrimientos que llegan al lindero sur del predio y conducirlos hasta un punto en donde sean captados, conducidos y descargados por el sistema pluvial hasta el arroyo existente.

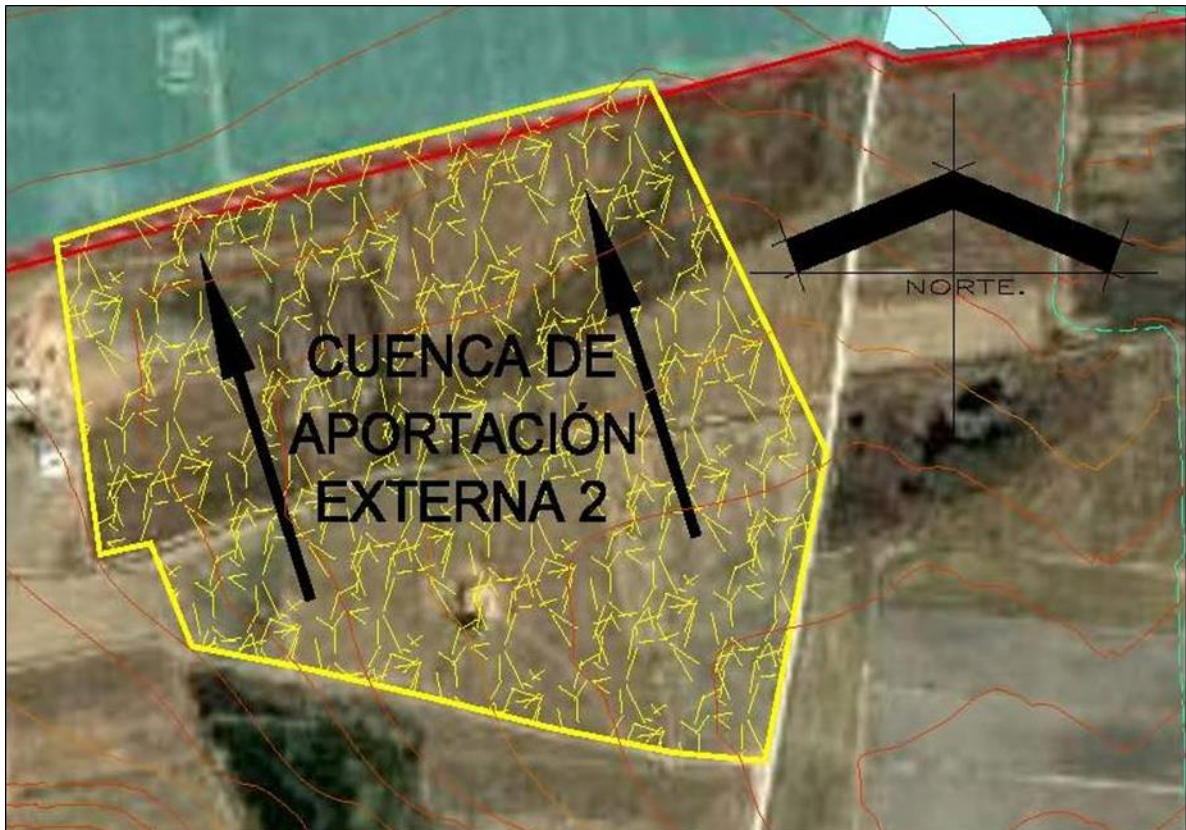


Figura 4.1.3. Cuenca de aportación externa #2

- *Cuenca de aportación externa 3*

Esta cuenca se localiza hacia el poniente del predio, tiene una superficie de 29.53 ha, y está conformada por terrenos de cultivo. La cota superior de la cuenca es de 2,611 msnm y la cota más baja corresponde a la elevación 2,599 msnm.

Como medida de seguridad, se debe de construir un canal de desvío que permita encauzar los escurrimientos que llegan al lindero poniente del predio y conducirlos por el lindero norte hasta un punto en donde sean captados, conducidos y descargados por el sistema pluvial hasta el arroyo existente.



Figura 4.1.4. Cuenca de aportación externa #3

- *Subcuenca 1*

Se localiza en la zona sur poniente del predio, tiene forma de rectángulo con una superficie de 17.83 ha y su escurrimiento natural es hacia el arroyo existente. La parte alta de esta subcuenca tiene una cota de 2,606 msnm, mientras que la cota en el punto bajo corresponde a la elevación 2,599 msnm.

En la siguiente figura se muestra a detalle la subcuenca 1.

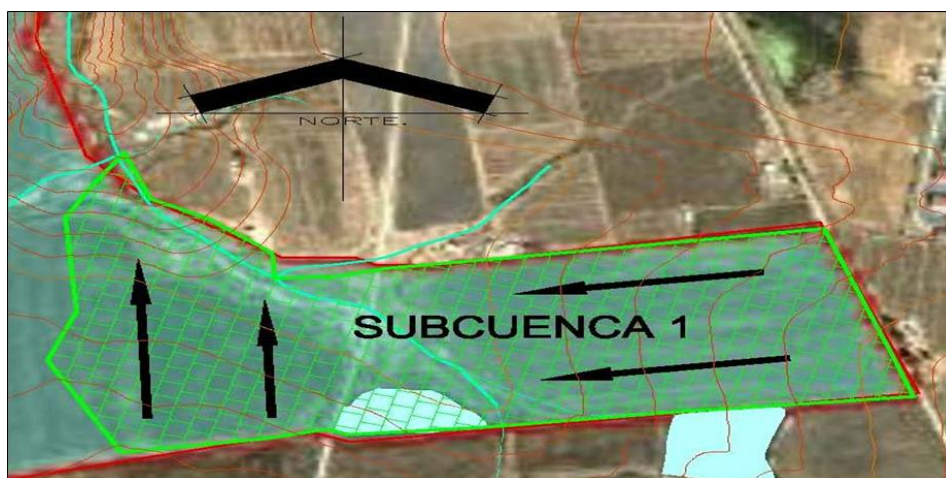


Figura 4.1.5. Subcuenca de aportación #1

- *Subcuenca 2*

Esta subcuenca se localiza hacia el suroriente del predio y tiene una superficie de 36.95 ha. El drenaje natural de esta subcuenca drena una parte de la cuenca directamente en el arroyo existente y, la otra parte, se capta en un canal existente el cual es un tributario del arroyo existente. La parte alta de esta subcuenca tiene una cota de 2,603 msnm, mientras que la cota en el punto bajo corresponde a la elevación 2,594 msnm.

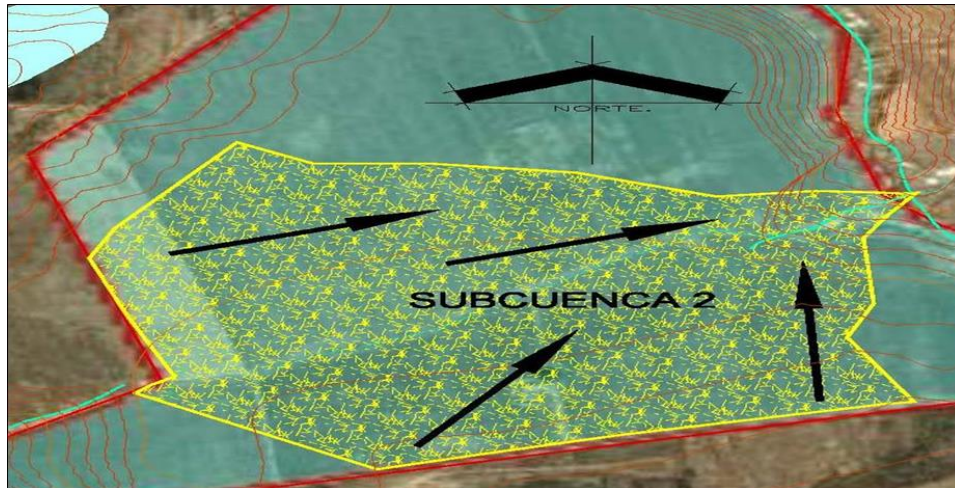


Figura 4.1.6. Subcuenca de aportación #2

- *Subcuenca3*

Esta subcuenca se localiza hacia el norponiente del predio, tiene una superficie de 10.05 ha. El drenaje natural de esta subcuenca drena directamente en el arroyo existente, que en esta zona se convierte en el lindero norte del predio. La parte alta de esta subcuenca tiene una cota de 2,604 msnm, mientras que la cota en el punto bajo tiene la elevación 2,592 msnm.

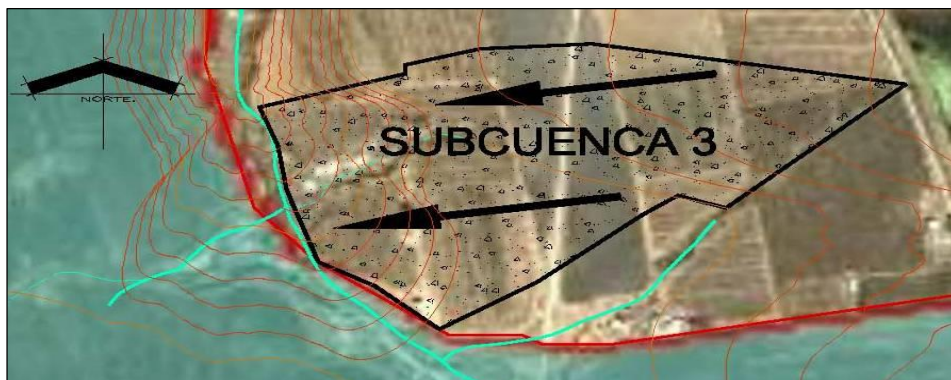


Figura 4.1.7. Subcuenca de aportación #3

- *Subcuenca 4*

Esta subcuenca se localiza hacia el norte del predio y tiene una superficie de 60.43 ha. El drenaje natural de esta subcuenca drena directamente en el arroyo existente, que en esta zona se convierte en el lindero norte del predio. La parte alta de esta subcuenca tiene una cota de 2,609 msnm, mientras que la cota en el punto bajo tiene la elevación 2,590 msnm.

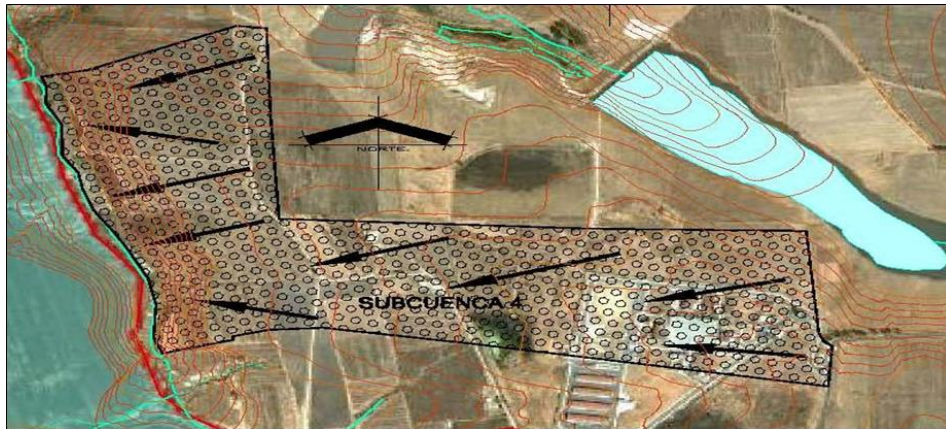


Figura 4.1.8. Subcuenca de aportación #4

- *Subcuenca 5*

Esta subcuenca se localiza hacia el oriente del predio y tiene una superficie de 32.94 ha. El drenaje natural de esta subcuenca drena directamente en el arroyo existente, que en esta zona se convierte en el lindero norte del predio. La parte alta de esta subcuenca tiene una cota de 2,599 msnm, mientras que la cota en el punto bajo corresponde a la elevación 2,590 msnm.

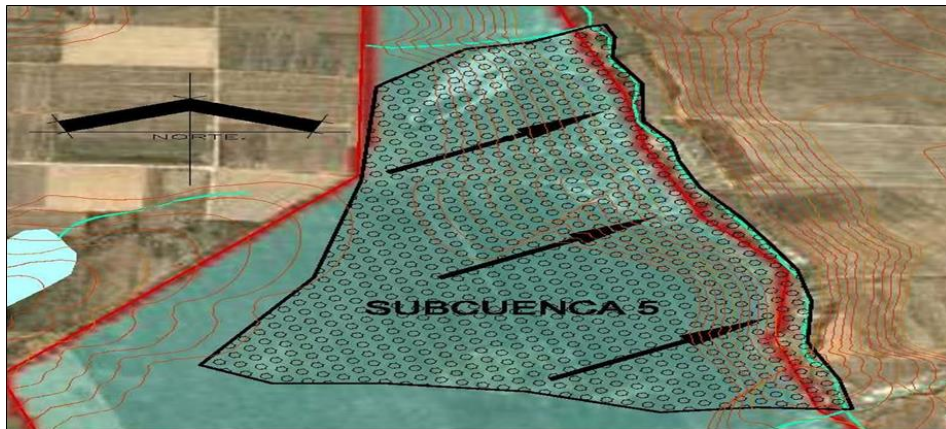


Figura 4.1.9. Subcuenca de aportación #5

- *Subcuenca 6*

Esta subcuenca se localiza en el extremo norte del predio y tiene una superficie de 4.42 ha. El drenaje natural de esta subcuenca drena directamente en el arroyo existente, que en esta zona se convierte en el lindero norte del predio. La parte alta de esta subcuenca tiene una cota de 2,599 msnm, mientras que la cota en el punto bajo corresponde a la elevación 2,585 msnm.

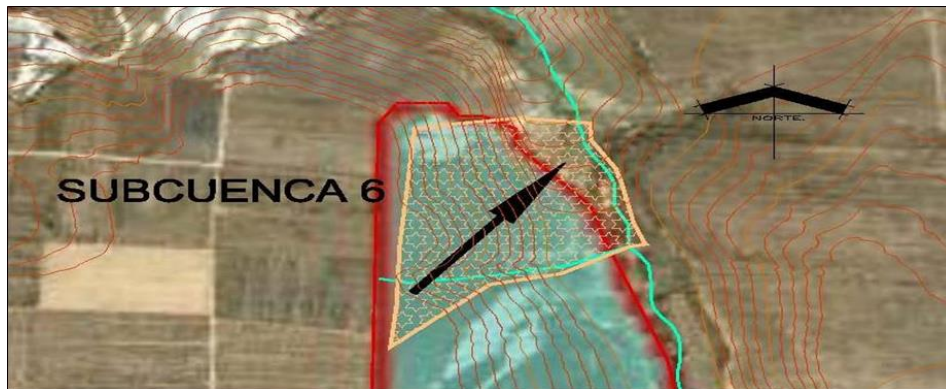


Figura 4.1.10. Subcuenca de aportación #6

- *Subcuenca 7*

Esta subcuenca se localiza en el extremo norte del predio y tiene una superficie de 13.16 ha. El drenaje natural de esta subcuenca drena directamente en el arroyo existente, y parte al bordo San Antonio. La parte alta de esta subcuenca tiene una cota de 2,597 msnm, mientras que la cota en el punto bajo tiene la cota 2,580 msnm.

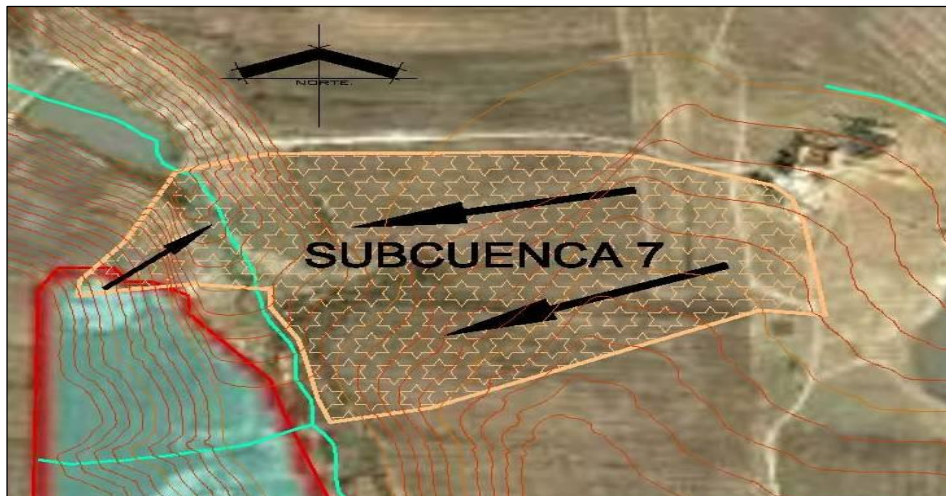


Figura 4.1.11. Subcuenca de aportación #7

4.2 Características Físicas ¹

Las características de las cuencas y subcuencas son importantes, ya que éstas influyen directamente en el escurrimiento que se presenta. A continuación, se presenta una breve descripción de cómo éstas fueron obtenidas, tomando en cuenta solo las más importantes.

Área de la cuenca

El área de cada una de las cuencas y subcuencas de aportación fue obtenida mediante el programa de dibujo Autocad, sobre el parteaguas trazado en las cartas topográficas del INEGI y de las fotos satelitales del programa Google Earth.

Longitud del cauce

De la misma forma que para el área de las cuencas y subcuencas, la longitud del cauce se obtuvo directamente de la medición realizada en la computadora, con apoyo de las cartas del INEGI y de las fotos satelitales del programa Google Earth.

Para obtener la longitud total del cauce de cada cuenca y subcuenca, éste se dividió en partes de diferentes magnitudes.

A continuación, se muestran las magnitudes de cada tramo, los cuales al ser sumados equivalen a la longitud total del cauce correspondiente:

Tabla 4.2.1. Longitudes de tramos y cauces de cada cuenca y subcuenca de aportación

CUENCA	Longitud de cada tramo [m]						Longitud Total [m]
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5	Tramo 6	
CUENCA EXTERNA 1	133.60	305.38	589.44	369.79	223.47	-	1,621.68
CUENCA EXTERNA 2	194.92	143.69	129.42	143.54	-	-	611.57
CUENCA EXTERNA 3	366.64	166.57	263.80	316.42	-	-	1,113.43
SUBCUENCA 1	304.47	327.14	108.54	116.03	-	-	856.18
SUBCUENCA 2	459.02	236.03	37.50	-	-	-	732.55
SUBCUENCA 3	297.19	231.20	82.11	-	-	-	610.50
SUBCUENCA 4	321.50	234.18	586.50	55.94	57.08	34.56	1,289.76
SUBCUENCA 5	482.04	144.23	73.79	-	-	-	700.06
SUBCUENCA 6	63.00	78.60	197.02	150.47	-	-	489.09
SUBCUENCA 7	62.45	119.80	122.05	107.85	-	-	412.15

¹ [1] Aparicio y [3] Chow.

Pendiente media

Para el cálculo de la pendiente media, se aplicó el criterio de Taylor-Schwarz, definido en la ecuación 4.1 en donde se propone calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión.

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (4.1)$$

Debido a que los tramos de cada cauce son de diferente longitud, se ocupó la siguiente ecuación y así tener el valor correspondiente a la pendiente media de cada tramo:

$$S = \left[\frac{L_T}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (4.2)$$

Los datos correspondientes a los tramos en los que se dividió el cauce de la Cuenca Externa 1 se muestran a continuación y fueron utilizados para la obtención de la pendiente media del mismo.

Tabla 4.2.2. Datos de la Cuenca Externa 1

Tramo	Longitud [m]	Elevación [m]	Desnivel [m]	Pendiente [Si]
-	-	2,616.00	-	-
1	133.60	2,615.00	1.00	0.0075
2	305.38	2,611.00	4.00	0.0131
3	589.44	2,609.00	2.00	0.0034
4	369.79	2,604.00	5.00	0.0135
5	223.47	2,601.00	3.00	0.0134
Total:	1,621.68			

$$S = \left[\frac{1621.68}{\frac{133.60}{\sqrt{0.0075}} + \frac{305.38}{\sqrt{0.0131}} + \frac{589.44}{\sqrt{0.0034}} + \frac{369.79}{\sqrt{0.0135}} + \frac{223.47}{\sqrt{0.0134}}} \right]^2 = 0.0070$$

Esta metodología fue utilizada para la obtención de la pendiente media de los cauces de las cuencas externas y subcuencas faltantes, usando los datos correspondientes de cada una de éstas. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 4.2.3. Pendiente media de cada cuenca y subcuenca

CUENCA	Pendiente media
CUENCA EXTERNA 1	0.0070
CUENCA EXTERNA 2	0.0078
CUENCA EXTERNA 3	0.0065
SUBCUENCA 1	0.0104
SUBCUENCA 2	0.0080
SUBCUENCA 3	0.0161
SUBCUENCA 4	0.0088
SUBCUENCA 5	0.0109
SUBCUENCA 6	0.0323
SUBCUENCA 7	0.0400

Tiempo de concentración

La condición más desfavorable en cuanto al escurrimiento, se presenta cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración (t_c), el cual se determinó usando tres criterios: Rowe, Kirpich y SCS, cuyas fórmulas se expresan como sigue:

$$\text{Rowe} \quad t_c = \left(\frac{0.87 L^3}{D} \right)^{0.385} \quad (4.3)$$

$$\text{Kirpich} \quad t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.4)$$

$$\text{SCS} \quad t_c = \frac{L^{1.15}}{3085 D^{0.380}} \quad (4.5)$$

Donde:

- t_c:** Tiempo de concentración, en horas
- L:** Longitud de la trayectoria, en km para el criterio de Rowe y en m para los criterios de Kirpich y SCS
- D:** Desnivel de la trayectoria en metros
- S:** Pendiente media de la trayectoria.

Los datos que se muestran a continuación se obtuvieron mediante el programa AutoCAD y corresponden a la Cuenca Externa 1. Éstos, se utilizaron para ejemplificar los cálculos de los tiempos de concentración con los diferentes criterios mencionados. Esta metodología se ocupó para las dos cuencas externas restantes, así como para las 7 subcuencas.

Tabla 4.2.4. Datos correspondientes a la cuenca externa 1

Cuenca	Área [ha]	Área [km ²]	Longitud [m]	Longitud [km]	Desnivel [m]	Pendiente media
CUENCA EXTERNA 1	102.48	1.02	1,621.68	1.62	15.00	0.0070

Con los valores del desnivel y la longitud de la trayectoria, en metros y en kilómetros respectivamente, de la cuenca externa 1 el tiempo de concentración obtenido con el criterio de Rowe resultó:

$$t_c = \left(\frac{0.87 L^3}{D} \right)^{0.385} = \left(\frac{0.87 * 1.62^3}{15.00} \right)^{0.385} = \mathbf{0.58 \text{ horas}}$$

Con la longitud del cauce de la cuenca externa 1 y su respectiva pendiente media, el tiempo de concentración utilizando el criterio de Kirpich es igual a:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} = 0.000325 \frac{1621.68^{0.77}}{0.0070^{0.385}} = \mathbf{0.65 \text{ horas}}$$

Finalmente, el criterio de la SCS fue aplicado para conocer el tiempo de concentración de la cuenca externa 1:

$$t_c = \frac{L^{1.15}}{3085 D^{0.380}} = \frac{1621.68^{1.15}}{3085 * 15^{0.380}} = \mathbf{0.57 \text{ horas}}$$

En la tabla 4.2.5, se muestran las características descritas anteriormente, así como la pendiente media de cada cuenca externa y subcuenca; mientras que en la tabla 4.2.6 se muestran sus respectivos tiempos de concentración aplicando el criterio de Rowe, Kirpich y SCS.

Tabla 4.2.5. Características fisiográficas por cuenca

Cuenca	Área [ha]	Área [km ²]	Longitud [m]	Longitud [km]	Desnivel [m]	Sm
CUENCA EXTERNA 1	102.48	1.02	1,621.68	1.62	15.00	0.0070
CUENCA EXTERNA 2	22.16	0.22	611.57	0.61	4.90	0.0078
CUENCA EXTERNA 3	29.53	0.30	1,113.43	1.11	10.70	0.0065
SUBCUENCA 1	17.83	0.18	856.18	0.86	12.00	0.0104
SUBCUENCA 2	36.95	0.37	732.55	0.73	8.40	0.0080
SUBCUENCA 3	10.05	0.10	610.50	0.61	10.20	0.0161
SUBCUENCA 4	60.43	0.60	1,289.76	1.29	19.80	0.0088
SUBCUENCA 5	32.94	0.33	700.06	0.70	10.00	0.0109
SUBCUENCA 6	4.42	0.04	489.09	0.49	18.00	0.0323
SUBCUENCA 7	13.16	0.13	412.15	0.41	16.50	0.0400

Tabla 4.2.6. Tiempos de concentración por cuenca

Cuenca	Método de Rowe [horas]	Método de Kirpich [horas]	Método del SCS [horas]	Promedio [horas]
CUENCA EXTERNA 1	0.58	0.65*	0.57	0.60*
CUENCA EXTERNA 2	0.29	0.29	0.28	0.29
CUENCA EXTERNA 3	0.43	0.50*	0.42	0.45*
SUBCUENCA 1	0.30	0.34*	0.30	0.31
SUBCUENCA 2	0.29	0.34*	0.28	0.30
SUBCUENCA 3	0.22	0.22	0.21	0.22
SUBCUENCA 4	0.40	0.50*	0.39	0.43*
SUBCUENCA 5	0.26	0.29*	0.25	0.27
SUBCUENCA 6	0.14	0.14	0.13	0.14
SUBCUENCA 7	0.12	0.12	0.11	0.12

CAPÍTULO 5

RELACIÓN LLUVIA- ESCURRIMIENTO

5 RELACIÓN LLUVIA – ESCURRIMIENTO ²

5.1 Modelo de tormenta

En cuencas pequeñas sin información hidrométrica, el estudio hidrológico se estructura a través de un análisis regional de lluvias que involucra conocer la frecuencia de éstas, su distribución y su relación con el escurrimiento.

La única manera de acotar el evento de diseño, cuando el análisis se apoya en los registros de lluvias, es a través del conocimiento de la variación de las características de las tormentas en relación con su período de retorno.

Dado que los pluviógrafos registran en forma continua la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo, son sus registros los que permiten realizar un análisis más completo del comportamiento del fenómeno, deduciéndolo por medio de las curvas de intensidad-duración-período de retorno (i-d-T). Para esto se requiere conocer la curva masa de cada tormenta máxima anual.

5.1.1 Registro Climatológicos disponibles

En la zona de estudio no se dispone de información pluviométrica, por lo cual se utilizó la información de la Estación Climatológica Automática (EMA) “Cerro Catedral”, localizada en la ciudad de Toluca, Estado de México, ubicada en las coordenadas 19°32'31" de latitud norte y 99°31'9" de longitud oeste, ver figura 5.1.1.

La información disponible de esta estación, consiste en los registros diarios de precipitación a cada 10 minutos para el período 1999-2010.

5.1.2 Determinación de la curva i-d-T

Con la información recabada, se determinó la curva masa para la máxima variación de la altura de lluvia respecto a intervalos de 10 minutos hasta duraciones de tormenta de 120 minutos.

Para la obtención de las curvas de intensidad-duración-período de retorno, se dividieron cada una de las duraciones de lluvia entre su tiempo de duración, obteniéndose las correspondientes intensidades de lluvia.

Para el cálculo de las curvas de intensidad-duración-período de retorno, se procedió de la siguiente manera: para cada duración de lluvia (d), se dispone de un grupo de intensidades (i), éstas deberán de ordenarse de forma decreciente para asignarles su período de retorno (T), el cual se obtiene, dado que corresponde a una serie de máximos anuales, como:

² [1] Aparicio, [3] Chow y [6] Springall.

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (5.1)$$

En donde:

- m Número de orden; 1 a la intensidad de lluvia más grande, 2 a la siguiente, etc.
- n Número de años de registro.
- T Período de retorno asignado a i en años.

Como ya se indicó, para este estudio se cuentan con un total de 12 años con registros diarios de precipitación, por lo que el periodo de retorno utilizando la ecuación 5.1, resultó:

$$T = \frac{n + 1}{m} = \frac{12 + 1}{1} = 13$$

Este periodo corresponde al primer año, y se podrá aplicar a la serie de datos que cuente con el valor más alto una vez que ya hayan sido ordenados los registros de lluvia en forma decreciente. Los periodos de retorno para los siguientes años hasta llegar al año 12 se muestran la tabla 5.1.1.

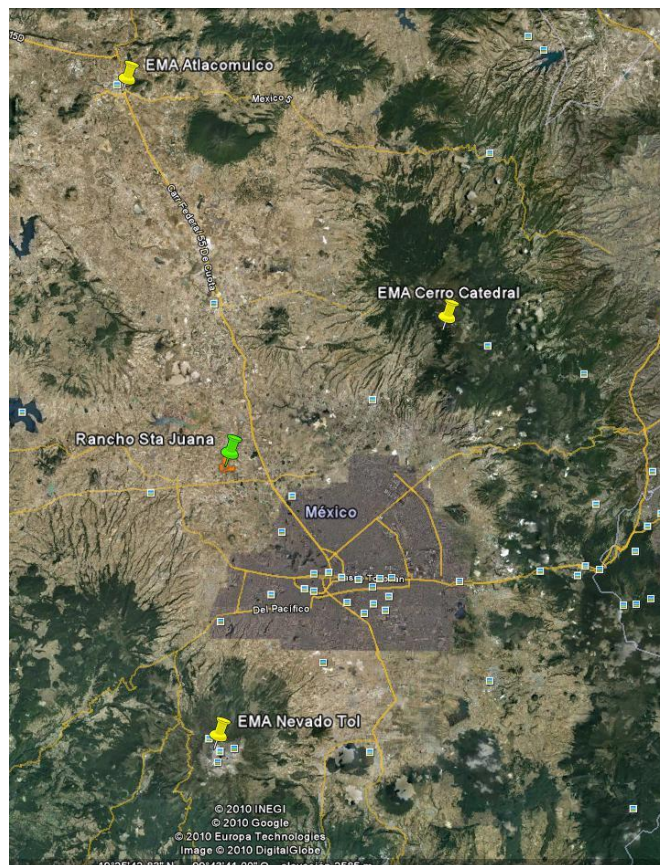


Figura 5.1.1. Ubicación de la EMA Cerro Catedral. Google Maps.

Tabla 5.1.1. Periodos de retorno calculados para una serie de datos de 12 años

Año	Orden	Periodo de retorno [años]
1	1	13.00
2	2	6.50
3	3	4.33
4	4	3.25
5	5	2.60
6	6	2.17
7	7	1.86
8	8	1.63
9	9	1.44
10	10	1.30
11	11	1.18
12	12	1.08

Para obtener las curvas de intensidad-duración-período de retorno, se requiere obtener la ecuación de mejor ajuste entre los diversos grupos de valores de las intensidades de lluvia, su duración y sus períodos de retorno, para esto, se realizó un análisis de correlación múltiple. De esta manera, se obtienen las condiciones más críticas de altura de lluvia y duración para cada tormenta.

El tipo de ecuación más conveniente, y la más usual corresponde a la forma:

$$i = \frac{K * Tr^m}{d^n} \quad (5.2)$$

Siendo:

i	Intensidad de lluvia, en mm/h
K, m y n	Parámetros de la ecuación de ajuste
Tr	Período de retorno, en años
d	Duración de la lluvia, en min

A partir del análisis de correlación múltiple y sustituyendo los valores en la ecuación 5.2, se obtuvo la ecuación 5.3 correspondiente a las curvas i-d-T en la EMA “Cerro Catedral”:

$$i = \frac{79.469 * Tr^{0.364}}{d^{0.407}} \quad (5.3)$$

De acuerdo al plano de isoyetas editadas por la SCT, para el Estado de México, el Observatorio “Toluca”, es la estación más cercana al predio en estudio, por lo que a partir de la información del observatorio y de la EMA, se obtuvo un factor de transporte al sitio en estudio.

Este factor de transporte se obtuvo con la ecuación 5.4:

$$f = \frac{i_{Toluca}}{i_{Cerro\ Catedral}} \quad (5.4)$$

Donde:

F	Factor de transporte
i_{Toluca}	Intensidad de lluvia en el observatorio Toluca en mm/hr
$i_{cerro\ catedral}$	Intensidad de lluvia estación Cerro Catedral en mm/hr

Aplicando la ecuación 5.3 a la estación “Cerro Catedral” aceptando un período de retorno de 10 años y una duración de 30 minutos, resulta:

$$i = \frac{79.469 * Tr^{0.364}}{d^{0.407}} = \frac{79.469 * 10^{0.364}}{30^{0.407}} = 46.026 \approx \mathbf{46.03\ mm/hr}$$

Para el caso del Observatorio Toluca, de la publicación de la SCT, se obtuvo una intensidad de lluvia de 68 mm/hr.

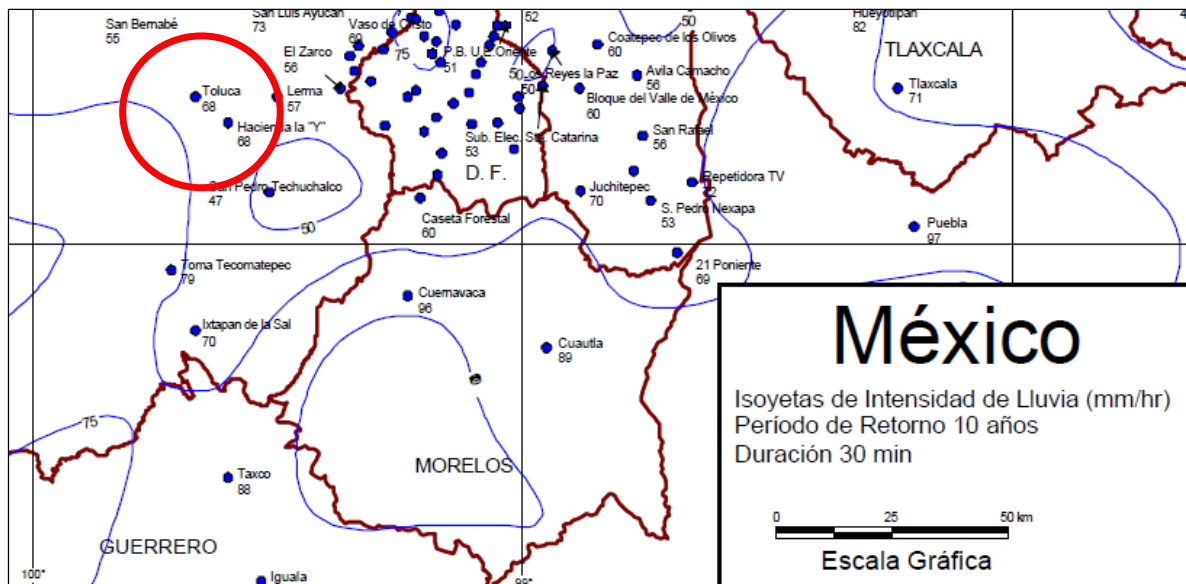


Figura 5.1.2. Intensidad de lluvia registrada para el Observatorio Toluca

De acuerdo con la ecuación 5.4, el factor de transporte resultó igual a:

$$f = \frac{68.00}{46.03} = 1.477$$

Al aplicar este factor de transporte a la ecuación i-d-T de la EMA, resulta una ecuación del tipo:

$$i = \frac{117.376 * Tr^{0.364}}{d^{0.407}} \quad (5.5)$$

La ecuación 5.5 permite obtener las características de una tormenta que con cierta frecuencia se puede presentar en la zona del predio, para duraciones de tormenta de hasta 120 minutos.

En la figura 5.1.3 se presentan las curvas obtenidas aplicando la ecuación 5.5 para periodos de retorno iguales a 5, 15, 20, 25, 50, 100 años.

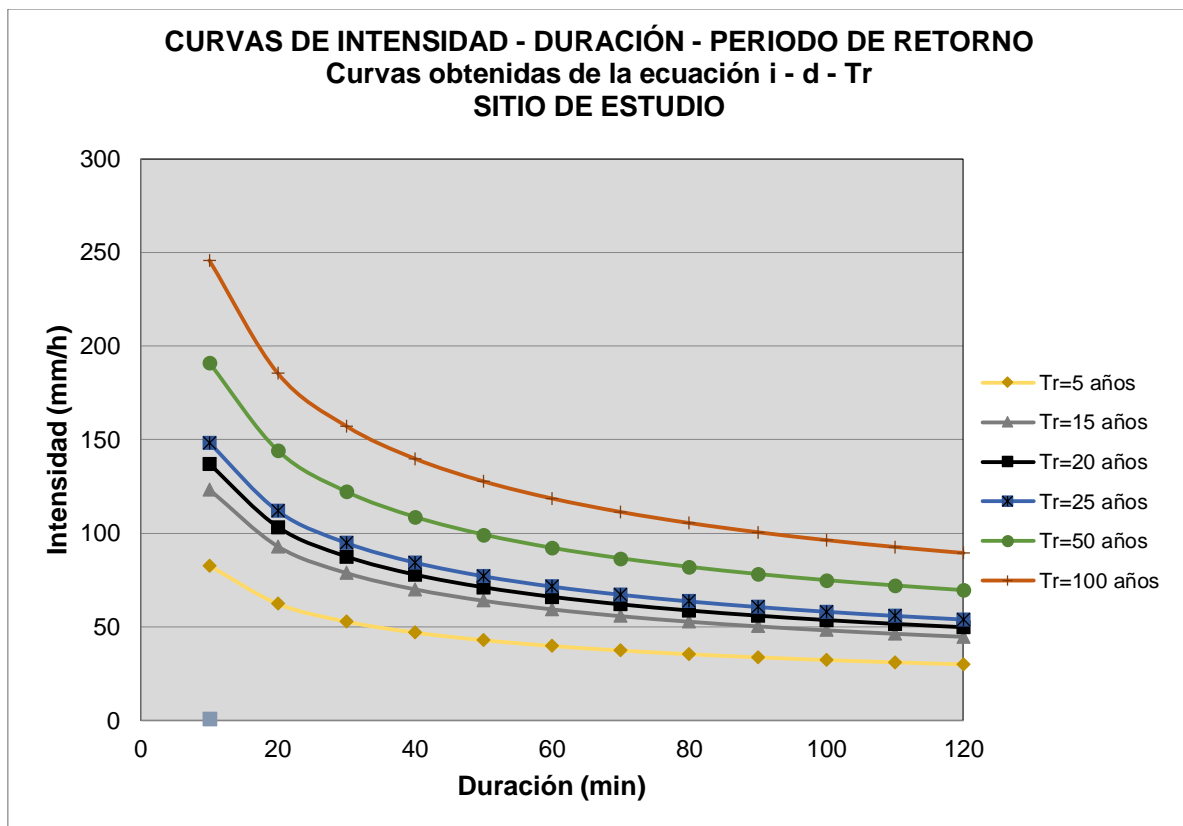


Figura 5.1.3. Curva i-d-T del sitio en estudio

5.2 Avenidas Máximas

En razón que se carece de información hidrométrica en las cuencas y subcuencas estudiadas, e incluso en zonas próximas a éstas, se desarrollan a continuación métodos de cálculo para la estimación del escurrimiento. Dichos métodos, involucran las características de las cuencas de aportación, cobertura del suelo, datos de lluvia máxima en 24 horas e intensidad. Los métodos que se aplicaron son: Método Racional Americano, Método de Chow y Método del Hidrograma Unitario Triangular.

El análisis hidrológico requiere asignar un período de retorno a la avenida de diseño, en función de las obras hidráulicas involucradas, por lo que se considera la recomendación adecuada para cada caso.

Para la obtención del gasto pluvial a utilizar para el análisis hidráulico del arroyo existente, y de acuerdo con la Ley de Aguas Nacionales, para la determinación de la zona de protección federal del cauce, se empleará un periodo de retorno de 5 años.

Para la revisión de los niveles máximos que se pueden presentar en el cauce del arroyo existente y de acuerdo con las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua, se empleará un periodo de retorno de 100 años, lo anterior con apoyo de la tabla 5.2.1.

Para el análisis de escurrimientos de las cuencas externas y subcuencas del predio, y en consideración a las recomendaciones de los manuales de diseño de drenajes pluviales, el periodo de retorno adoptado será de 5 años.

5.2.1 Método Racional Americano

Este método, basado en las características de la cuenca y en la intensidad de lluvia correspondiente, permite cuantificar la fracción de la precipitación que escurre por la superficie del suelo. Este es el método más utilizado, sobre todo en cuencas pequeñas. La fórmula Racional se expresa con la forma:

$$Q = 2.788CiA \quad (5.6)$$

Donde:

Q	Gasto máximo o pico, en l/s
C	Coeficiente de escurrimiento
i	Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/h
A	Área de la cuenca, en ha

Tabla 5.2.1. Recomendación de períodos de retorno para la estimación del gasto máximo de diseño en las obras hidráulicas. [4] Arreguín.

TIPO DE OBRA HIDRÁULICA	T_R (AÑOS)
Alcantarillas para para de pequeñas corrientes	
a) En caminos locales que comunican poblados pequeños.....	10 – 25
b) En caminos regionales que comunican poblados medianos.....	25 – 50
c) En caminos primarios que comunican poblados grandes (ciudades).....	50 – 100
Delimitación de zonas federales	
Corrientes libres en:	
a) Zonas semiáridas a húmedas.....	5, 10 o mayor
b) Zonas áridas con régimen de escurrimiento errático.....	Con base en la capacidad del cauce natural elevado
c) Zonas de desbordamiento.....	
Corriente con obras de control: Además del tramo debe tenerse en cuenta el gasto regulado	5 o 10 en ambos, o el regulado de diseño de la obra si es superior
Delimitación de zonas de protección en obras hidráulicas	A juicio de la CONAGUA
Encauzamiento de corrientes	
Corrientes libres en zona:	
a) Agrícola de pequeña extensión, menor a 1,000 Ha.....	10 – 25
b) Agrícola de extensión mediana, de 1,000 a 10,000 Ha.....	25 – 50
c) Agrícola de extensión grande, de 10,000 Ha en adelante.....	50 – 100
d) Para protección a poblaciones pequeñas.....	50 – 100
e) Para protección a poblaciones medianas.....	100 – 500
f) Para protección a poblaciones grandes.....	500 – 1000

Coefficiente de escurrimiento

El método Racional Americano, integra una tabla donde se relacionan diferentes condiciones del suelo, y asigna un coeficiente de escurrimiento propio para la obtención de un gasto máximo, ver tabla 5.2.2. Las condiciones actuales que presenta el predio de estudio son zonas destinadas al cultivo.

El coeficiente asignado para las condiciones naturales de las cuencas externas de aportación es de 0.20, ya que el suelo a ocupar se conforma principalmente por suelos arcillosos con pendiente igual o menor a 0.02.

A las subcuencas internas en su condición actual se les asigna un valor de 0.20, ya que presentan suelos arcillosos y con pendientes medias que son menores de 0.02.

Tabla 5.2.2. Valores de coeficiente de escurrimiento según el tipo de suelo. [1] Aparicio.

TIPO DEL ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	Mínimo	Máximo
ZONAS COMERCIALES:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS URBANAS	0.10	0.30
CALLES:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.70	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 o menos)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Por otro lado, es importante considerar que los terrenos a ocupar con desarrollos habitacionales y sus alrededores inmediatos modificarán sus condiciones, lo que implica un incremento en el monto del escurrimiento; considerando esto; se ha seleccionado un coeficiente de 0.40 para los terrenos que corresponden a las aportaciones externas, considerándolos como áreas semiurbanas, y de 0.60 para el polígono a urbanizar, considerándolas como áreas de casas habitación.

Duración de la tormenta

Se considera que el gasto máximo es alcanzado cuando la precipitación se mantiene con una intensidad constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración. El tiempo de concentración utilizado para las diferentes cuencas externas y subcuencas de aportación corresponde al calculado anteriormente, sin embargo, las duraciones obtenidas que resultaron menores o iguales a 15 minutos y de acuerdo con el Manual de Alcantarillado Pluvial de la CONAGUA, se consideraron iguales a 15 minutos. Los datos para el tiempo de concentración se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5.2.3. Tiempo de concentración de las cuencas externas y subcuencas

Cuenca	Tiempo de concentración [horas]	Tiempo de concentración [minutos]
CUENCA EXTERNA 1	0.60	36.10
CUENCA EXTERNA 2	0.29	17.40
CUENCA EXTERNA 3	0.45	27.06
SUBCUENCA 1	0.31	18.85
SUBCUENCA 2	0.30	18.23
SUBCUENCA 3	0.22	15.00
SUBCUENCA 4	0.43	25.92
SUBCUENCA 5	0.27	15.97
SUBCUENCA 6	0.14	15.00
SUBCUENCA 7	0.12	15.00

Intensidad de lluvia

Como se mencionó en el apartado 5.1.2, se dedujo la ecuación de intensidad de lluvia, y aplicando los parámetros antes mencionados para las duraciones de tormenta correspondientes a las tres cuencas exteriores y las siete zonas del predio, para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, se determinaron los valores de intensidad de lluvia correspondiente; los cuales se muestran en la tabla 5.2.4.

A modo de ejemplo, se mostrará el cálculo realizado al utilizar la ecuación (5.5) para la obtención de la intensidad de lluvia de la cuenca externa 1 para un periodo de retorno igual a

5 años y una duración de tormenta con valor de 36.10 minutos, misma que fue utilizada para calcular los periodos de retorno restantes (10, 25, 50, 100, 500) para dicha cuenca.

Para las demás cuencas externas y subcuencas se utilizó la duración de tormenta correspondiente a cada una y se calculó la intensidad de lluvia para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

$$i = \frac{117.376 * Tr^{0.364}}{d^{0.407}} = \frac{117.376 * 5^{0.364}}{36.10^{0.407}} = 48.989 \approx \mathbf{48.99 \text{ mm/h}}$$

Tabla 5.2.4. Intensidades de lluvia por cuenca

CUENCA	Duración de la tormenta		Intensidades de lluvia [mm/h]					
	[h]	[min]	T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	0.60	36.10	48.99	63.05	88.01	113.26	145.77	261.87
CUENCA EXTERNA 2	0.29	17.40	65.93	84.86	118.45	152.44	196.19	352.46
CUENCA EXTERNA 3	0.45	27.06	55.08	70.89	98.96	127.36	163.90	294.45
SUBCUENCA 1	0.31	18.85	63.82	82.13	114.64	147.55	189.89	341.14
SUBCUENCA 2	0.30	18.23	64.70	83.26	116.23	149.58	192.51	345.84
SUBCUENCA 3	0.25	15.00	70.04	90.14	125.82	161.93	208.41	374.40
SUBCUENCA 4	0.43	25.92	56.06	72.14	100.70	129.60	166.80	299.65
SUBCUENCA 5	0.27	15.97	68.27	87.87	122.65	157.85	203.16	364.97
SUBCUENCA 6	0.25	15.00	70.04	90.14	125.82	161.93	208.41	374.40
SUBCUENCA 7	0.25	15.00	70.04	90.14	125.82	161.93	208.41	374.40

Resultados Obtenidos

La aplicación del método descrito (Racional Americano), con la utilización de los datos previamente determinados, permitió conocer los caudales máximos a utilizar en este estudio, partiendo de dos condiciones; actuales y de proyecto, de tal manera que estos resultados se apliquen al diseño de las diversas estructuras de control y conducción de agua.

A modo de ejemplo, se mostrará el cálculo realizado para la obtención del gasto aplicando el método racional para la cuenca externa 1 con un área igual a 102.48 [ha] e intensidad de lluvia con valor de 48.99 [mm/h]. Para condiciones naturales con coeficiente de escurrimiento igual a 0.20, el gasto resulta:

$$Q = 2.788CiA = (2.788)(0.20)(48.99)(102.48) = 2,799.45 \frac{l}{s} = \mathbf{2.79 \frac{m^3}{s}}$$

Para condiciones de proyecto con coeficiente de escurrimiento igual a 0.40, aplicando la ecuación (5.6) el gasto resultó:

$$Q = 2.788CiA = (2.788)(0.40)(48.99)(102.48) = 5,598.85 \frac{l}{s} = 5.59 \frac{m^3}{s}$$

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los resultados obtenidos siguiendo la metodología descrita.

Tabla 5.2.5. Gastos por cuenca en condiciones actuales utilizando el método Racional

CUENCA	Área [ha]	C	Gasto [m ³ /s]					
			T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	102.48	0.20	2.79	3.59	5.01	6.45	8.30	14.91
CUENCA EXTERNA 2	22.16	0.20	0.81	1.04	1.46	1.88	2.42	4.34
CUENCA EXTERNA 3	29.53	0.20	0.90	1.16	1.62	2.09	2.69	4.83
SUBCUENCA 1	17.83	0.20	0.63	0.81	1.14	1.46	1.88	3.38
SUBCUENCA 2	36.95	0.20	1.33	1.71	2.39	3.07	3.95	7.10
SUBCUENCA 3	10.05	0.20	0.39	0.50	0.70	0.90	1.16	2.09
SUBCUENCA 4	60.43	0.20	1.88	2.42	3.38	4.35	5.60	10.06
SUBCUENCA 5	32.94	0.20	1.25	1.61	2.24	2.89	3.72	6.68
SUBCUENCA 6	4.42	0.20	0.17	0.22	0.31	0.40	0.51	0.92
SUBCUENCA 7	13.16	0.20	0.51	0.66	0.92	1.18	1.52	2.74

Para las condiciones de proyecto, para el mismo rango de frecuencias, se tiene:

Tabla 5.2.6. Gastos por cuenca en condiciones de proyecto utilizando el método Racional

CUENCA	Área [ha]	C	Gasto [m ³ /s]					
			T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	102.48	0.40	5.59	7.18	10.02	12.90	16.60	29.82
CUENCA EXTERNA 2	22.16	0.40	1.62	2.09	2.92	3.75	4.83	8.68
CUENCA EXTERNA 3	29.53	0.40	1.81	2.33	3.25	4.18	5.38	9.66
SUBCUENCA 1	17.83	0.60	1.90	2.44	3.41	4.38	5.64	10.14
SUBCUENCA 2	36.95	0.60	3.98	5.13	7.16	9.21	11.86	21.30
SUBCUENCA 3	10.05	0.40	0.78	1.01	1.41	1.81	2.33	4.18
SUBCUENCA 4	60.43	0.40	3.76	4.84	6.76	8.70	11.20	20.12
SUBCUENCA 5	32.94	0.60	3.75	4.82	6.73	8.67	11.15	20.04
SUBCUENCA 6	4.42	0.60	0.52	0.66	0.93	1.19	1.54	2.76
SUBCUENCA 7	13.16	0.60	1.02	1.32	1.84	2.37	3.05	5.47

5.2.2 Método de Chow

Este método, se basa principalmente en el concepto del Hidrograma Unitario y del Hidrograma Unitario Sintético.

Se considera que el gasto pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso (h_e) por el gasto de pico de un Hidrograma unitario (q_m), o sea:

$$Q_m = q_m * h_e \quad (5.7)$$

Considerando una lluvia de exceso igual a 1 [cm], con una duración de “d” horas sobre una cuenca de “A” km², el escurrimiento de equilibrio, es decir, el escurrimiento producido por una lluvia de intensidad constante y continuando indefinidamente, será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto pico del hidrograma unitario a 2.78 A/d, se define como factor de reducción del pico (Z), el cual se define como:

$$Z = \frac{q_m * d}{2.78A} \quad (5.8)$$

En donde:

q_m	Gasto pico del Hidrograma unitario en m ³ /s
d	Duración total de la tormenta, en horas
A	Área de la cuenca en km ²
Z	Factor de reducción del pico.

Entonces:

$$q_m = \frac{2.78AZ}{d} \quad (5.9)$$

Si se sustituye la ecuación (5.9) en la ecuación (5.7)

$$Q_m = \frac{2.78AZh_e}{d} \quad (5.10)$$

Llamando X al factor de escurrimiento, se expresa como:

$$X = \frac{h_e}{d} \quad (5.11)$$

Donde:

h_e	Lluvia en exceso en la estación base para una duración d en horas, en cm
-------	--

Llamando Y al factor climático, se expresa como:

$$Y = 2.78 \frac{h_p}{h_b} \quad (5.12)$$

Donde:

h_p Lluvia en la zona de estudio para una duración dada de d horas, en cm
 h_b Lluvia en la estación base para una duración dada de d horas, en cm

Debido a que solo se cuenta con datos para una estación en la zona de estudio el cociente de h_p y h_b es igual a 1, es decir, $h_p = h_b$

Por lo tanto, la ecuación 5.7, resulta:

$$Q_m = AXYZ \quad (5.13)$$

donde:

A Área de la cuenca en km^2
 X Factor de escurrimiento, en cm^3/hr
 Y Factor climático, adimensional
 Z Factor de reducción del pico.
 Q Gasto de pico, en m^3/s

De los dos grupos de factores que afectan el escurrimiento, uno afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso de escurrimiento directo, el cual está compuesto principalmente por el uso de la tierra, la condición de superficie, el tipo de suelo y la cantidad, y duración de la lluvia. El otro grupo, afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del Hidrograma unitario de la cuenca.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo se introduce el número de escurrimiento "N", el cual está en función del uso del suelo y de las características de éste. Los suelos se clasifican según influyan las características del material en el escurrimiento, en cuatro grupos (A, B, C y D).

Grupo A: Suelos con potencial de escurrimiento mínimo, incluye gravas y arenas en estratos de gran espesor con poco limo y arcilla, así como los muy permeables (GW, GP, SW, SP).

Grupo B: Suelos con infiltración media inferior a la del grupo A. Dentro de este tipo se consideran estratos arenosos menos potentes que los del grupo A y los más compactos o menos potentes que los de dicho grupo, (GM, SM, ML, MH, OL).

Grupo C: Suelos con infiltración media inferior al grupo B. Se consideran en este grupo estratos poco potentes y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides (SC, CL).

Grupo D: Suelos con potencial de escurrimiento máximo. Se clasifican dentro de este grupo las arcillas de alta plasticidad, los suelos con arcillas y coloides en cantidades mayores que las que tienen los del grupo C, y los suelos poco profundos con horizontes casi impermeables cerca de la superficie (CH, OH).

Tabla 5.2.7. Selección del número de escurrimiento N, para condiciones de humedad previa media. [4] CONAGUA

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie	74	84	90	92
Bosque naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o portero de rotación.	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Natural	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Portero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

Para la cuenca en estudio en condiciones naturales se determinó un valor N en la curva igual a 80, éste se obtuvo de la consideración de cultivos de surco en surcos rectos en suelo tipo “B”.

Para las condiciones de proyecto el escurrimiento N de las cuencas externas de aportación es igual a 82, esto debido a que se encuentran en un tipo de suelo “B” con caminos de tierra. Para las subcuencas se tomaron en cuenta las mismas consideraciones respecto al tipo de suelo, pero la condición de superficie se consideró como superficie dura por lo cual el valor de N equivale a 84.

Conocidos estos valores, se presentarán los cálculos que se llevaron a cabo para la obtención del gasto de la cuenca de aportación externa 1 con el fin de ejemplificar el método de Chow, y que fue aplicado para las demás cuencas externa de aportación, así como para las subcuencas.

A continuación, se muestran datos correspondientes a la cuenca de aportación externa 1:

Tabla 5.2.8. Datos de la cuenca de aportación externa 1

Cuenca	Área [ha]	Área [km ²]	Longitud [m]	Pendiente media	N	Duración [min]	Duración [h]
CUENCA EXTERNA 1	102.48	1.02	1,621.68	0.0070	80.00	20.00	0.333

Para un periodo de retorno de 5 años y utilizando la ecuación (5.5), la intensidad de lluvia es igual a:

$$i = \frac{117.376 * Tr^{0.364}}{d^{0.407}} = \frac{117.376 * 5^{0.364}}{20^{0.407}} = 62.29 \approx \mathbf{62.30 \text{ mm/h}}$$

Con el valor de la intensidad de lluvia, se obtuvo la altura de precipitación que se puede presentar en la zona de estudio después de 20 minutos de lluvia. Recordemos que como solo se cuentan con datos de una estación en la zona de estudio, entonces $h_p = h_b$:

$$h_p = id = (62.30) * (0.33) = 20.76 \text{ mm} = \mathbf{2.08 \text{ cm}}$$

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de lluvia en exceso (h_e) puede calcularse para una altura de precipitación dada h_p , mediante la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{\left[h_p - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{h_p + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (5.14)$$

Donde:

h_e	Lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración d , en cm
h_p	Lluvia en la zona de estudio para una duración d , en cm
N	Número de escurrimiento, adimensional

Sustituyendo:

$$h_e = \frac{\left[2.08 - \frac{508}{80} + 5.08\right]^2}{2.08 + \frac{2032}{80} - 20.32} = \mathbf{0.09 \text{ cm}}$$

Con el valor de h_e , se determina el valor del factor de escurrimiento X de acuerdo a la ecuación (5.11):

$$X = \frac{h_e}{d} = \frac{0.09}{0.333} = \mathbf{0.27 \frac{cm}{hr}}$$

El factor climático Y es igual a 2.78 debido a que $h_p=h_b$

El factor “Z”, es igual a la relación entre la duración de la tormenta “ d ” y el tiempo de retraso “ t_r ”, dicho tiempo se define como el intervalo de tiempo medio del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia pico resultante del Hidrograma.

Este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento en un Hidrograma unitario instantáneo, el cual se define como un Hidrograma hipotético cuya duración de lluvia en exceso se aproxima a cero con un límite, mientras se mantiene fija la cantidad de lluvia en exceso igual 1 [cm].

El tiempo de retraso, depende principalmente de la forma del Hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la lluvia. El tiempo de retraso se puede obtener con la siguiente expresión:

$$t_r = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \tag{5.15}$$

En donde:

L	Longitud del cauce principal, en m
s	Pendiente media del cauce, en porcentaje
t_r	Tiempo de retraso, en horas

Sustituyendo:

$$t_r = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} = 0.0050 \left[\frac{1621.68}{\sqrt{0.70}} \right]^{0.64} = 0.635 \approx \mathbf{0.64 \text{ h}}$$

Para conocer el valor del coeficiente Z se necesita saber el valor del cociente de d/t_r :

$$\frac{d}{t_r} = \frac{0.333}{0.64} = \mathbf{0.52}$$

Conocido el valor de d/t_r es posible saber el valor de Z a través de la siguiente gráfica:

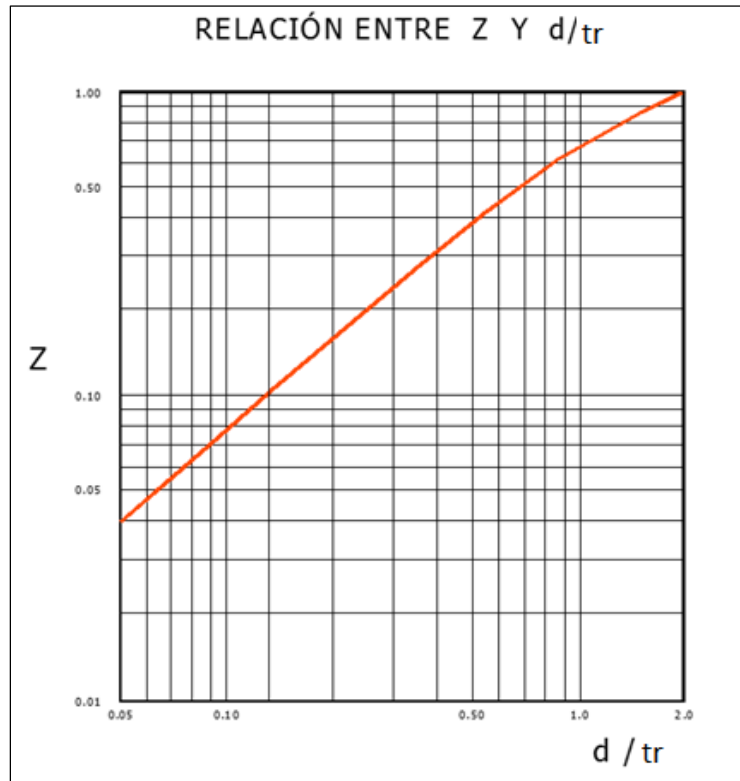


Figura 5.2.1. Relación entre el factor Z y d/t_r

Para $d/t_r=0.52$, encontramos que $Z=0.39$, por lo cual el gasto según la ecuación (5.13) es igual a:

$$Q_m = AXYZ = (1.02)(0.27)(2.78)(0.39) = 0.298 \approx \mathbf{0.30} \frac{m^3}{s}$$

Aplicando duraciones de lluvia hasta llegar a 400 minutos o menos (dependiendo de la cuenca o subcuenca) con intervalos de 5 minutos, se encontraron los gastos máximos correspondientes a periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años de las cuencas de aportación externa restante y subcuencas.

Resultados obtenidos

Finalmente, aplicando el método de Chow se obtuvieron los caudales máximos para condiciones actuales y condiciones de proyecto con frecuencias de 5, 10, 25, 50, 100 y 500

años para cada condición, con el fin de comparar con los resultados obtenidos por el método Racional.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para las condiciones actuales:

Tabla 5.2.9. Gastos por cuenca en condiciones actuales

Cuenca	Área [ha]	N	Gasto [m ³ /s]					
			T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	102.48	80	3.06	4.68	8.22	12.44	18.26	19.18
CUENCA EXTERNA 2	22.16	80	0.66	1.01	1.78	2.72	4.16	10.14
CUENCA EXTERNA 3	29.53	80	0.88	1.35	2.37	3.62	5.39	12.30
SUBCUENCA 1	17.83	80	0.53	0.81	1.43	2.19	3.34	7.99
SUBCUENCA 2	36.95	80	1.10	1.69	2.96	4.53	6.92	7.30
SUBCUENCA 3	10.05	80	0.30	0.46	0.81	1.23	1.89	4.70
SUBCUENCA 4	60.43	80	1.80	2.76	4.84	7.40	11.03	25.27
SUBCUENCA 5	32.94	80	0.98	1.50	2.64	4.04	6.18	15.07
SUBCUENCA 6	4.42	80	0.13	0.20	0.35	0.54	0.83	2.16
SUBCUENCA 7	13.16	80	0.39	0.60	1.05	1.61	2.47	6.56

A continuación, se muestran los valores del gasto máximo para las condiciones de proyecto, aplicando el método de Chow:

Tabla 5.2.10. Gastos por cuenca en condiciones de proyecto

Cuenca	Área [ha]	N	Gasto [m ³ /s]					
			T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	102.48	82	3.33	5.09	8.93	13.36	19.33	20.27
CUENCA EXTERNA 2	22.16	82	0.72	1.11	1.94	2.97	4.51	10.65
CUENCA EXTERNA 3	29.53	82	0.96	1.47	2.59	3.92	5.74	12.79
SUBCUENCA 1	17.83	84	0.64	0.98	1.72	2.63	3.88	8.74
SUBCUENCA 2	36.95	84	1.33	2.03	3.57	5.44	8.05	8.46
SUBCUENCA 3	10.05	84	0.36	0.55	0.97	1.49	2.24	5.23
SUBCUENCA 4	60.43	84	2.17	3.33	5.83	8.66	12.53	27.30
SUBCUENCA 5	32.94	84	1.18	1.81	3.18	4.87	7.27	16.59
SUBCUENCA 6	4.42	84	0.16	0.24	0.43	0.65	1.00	2.44
SUBCUENCA 7	13.16	84	0.47	0.72	1.27	1.95	2.98	7.53

5.2.3 Método del Hidrograma Unitario Triangular

Con base en la revisión de un gran número de Hidrogramas Unitarios, Víctor Mockus diseñó este Hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$. La aplicación del método del Hidrograma unitario triangular, permite determinar la forma del Hidrograma unitario de una cuenca, a partir únicamente de las características físicas de la misma.

Para conocer la forma del Hidrograma unitario de las cuencas de estudio, fue necesario utilizar la ecuación obtenida a partir de la figura del Hidrograma unitario triangular, la cual se observa a continuación:

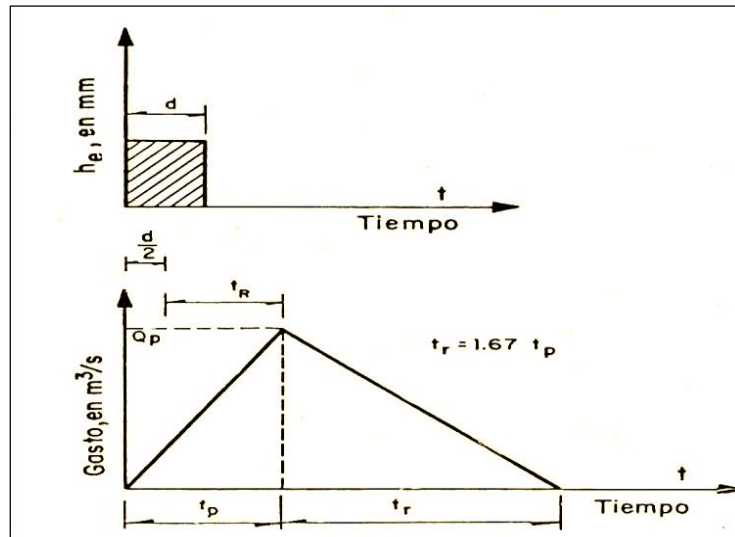


Figura 5.2.2. Hidrograma Triangular

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad (5.16)$$

Donde:

- q_p Gasto pico unitario, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$
- A Área de la cuenca, en km^2
- t_p Tiempo de pico, en h

El tiempo de pico se obtiene con la siguiente ecuación:

$$t_p = 0.5d + t_r \quad (5.17)$$

Donde:

- d Duración efectiva de la tormenta, en h
- t_r Tiempo de retardo de la cuenca, en h

Y el tiempo de retraso de la cuenca se estima con la siguiente ecuación

$$t_r = 0.6t_c \quad (5.18)$$

Donde:

t_c Tiempo de concentración, en h

Sustituyendo:

$$t_p = 0.5d + 0.6t_c \quad (5.19)$$

Donde:

d Duración efectiva de la tormenta, en h

t_c Tiempo de concentración, en h

La duración efectiva, dado que es una cuenca pequeña, se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$d_e = t_c \quad (5.20)$$

Por lo tanto, aplicando la ecuación (5.19) el tiempo de pico resulta:

$$t_p = 0.5t_c + 0.6t_c = 1.1t_c$$

$$t_p = 1.1t_c \quad (5.21)$$

En lo que respecta al tiempo base, del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo de pico se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67t_p \quad (5.22)$$

Se utilizarán los datos correspondientes a la Cuenca de Aportación Externa 1 para ejemplificar el método del Hidrograma Unitario Triangular para la obtención de los gastos.

Tabla 5.2.11. Características de la cuenca de aportación externa 1

Cuenca	Área [ha]	Área [km ²]	Longitud [m]	Tiempo de concentración [horas]
CUENCA EXTERNA 1	102.48	1.02	1,621.68	0.60

Con el tiempo de concentración y aplicando la ecuación (5.21) se obtiene el tiempo pico:

$$t_p = 1.1t_c = (1.1)(0.60) = \mathbf{0.66 \text{ horas}}$$

El tiempo base se calculó con la ecuación (5.22):

$$t_b = 2.67t_p = (2.67)(0.66) = \mathbf{1.77 \text{ horas}}$$

El gasto según la ecuación (5.16) equivale a:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} = 0.208 * \frac{1.02}{0.66} = \mathbf{0.32 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}}$$

Para un periodo de retorno de 5 años y una duración equivalente al tiempo de concentración, es decir

$$\mathbf{t_c=0.60 \text{ horas}=36 \text{ minutos}}$$

aplicando la ecuación (5.5) la intensidad de lluvia es igual a:

$$i = \frac{117.376 * Tr^{0.364}}{d^{0.407}} = \frac{117.376 * 5^{0.364}}{36^{0.407}} = 49.04 \approx \mathbf{49.04 \text{ mm}/\text{h}}$$

Por lo tanto, la altura de precipitación es igual a:

$$h_p = id = (49.04) * (0.60) = 29.43 \text{ mm} = \mathbf{2.94 \text{ cm}}$$

Con un coeficiente de infiltración C=0.20, la lluvia efectiva resulta:

$$h_e = h_p C = (29.4) * (0.20) = 5.88 \text{ mm} \approx \mathbf{5.90 \text{ mm}}$$

Finalmente, con la lluvia efectiva, el gasto para un periodo de retorno de 5 años con un tiempo pico igual a $t_p=0.66 \text{ horas}$, es igual a:

$$Q_{5\text{años}} = q_p h_e = (0.32) * (5.90) = 1.88 \approx \mathbf{1.90 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Resultados obtenidos

Con el objeto de evaluar con este método el monto de los gastos máximos, y de comparar con los resultados obtenidos del método Racional y el método de Chow, se obtuvieron los caudales máximos a utilizar en este estudio para condiciones actuales y condiciones de proyecto considerando frecuencias de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años para ambos. En la tabla siguiente se muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 5.2.12. Gastos por cuenca en condiciones actuales

Cuenca	Área [ha]	t _c [min]	Gasto [m ³ /s]					
			T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	102.48	36.10	1.90	2.44	3.41	4.39	5.65	10.15
CUENCA EXTERNA 2	22.16	17.40	0.55	0.71	0.99	1.27	1.64	2.94
CUENCA EXTERNA 3	29.53	27.06	0.62	0.79	1.11	1.42	1.83	3.29
SUBCUENCA 1	17.83	18.85	0.43	0.55	0.77	0.99	1.28	2.30
SUBCUENCA 2	36.95	18.23	0.90	1.16	1.62	2.09	2.69	4.83
SUBCUENCA 3	10.05	15.00	0.27	0.34	0.48	0.62	0.79	1.42
SUBCUENCA 4	60.43	25.92	0.74	0.95	1.32	1.71		3.94
SUBCUENCA 5	32.94	15.97	0.85	1.09	1.53	1.97	2.53	4.55
SUBCUENCA 6	4.42	15.00	0.12	0.15	0.21	0.27	0.35	0.63
SUBCUENCA 7	13.16	15.00	0.35	0.45	0.63	0.81	1.04	1.86

Tabla 5.2.13. Gastos por cuenca en condiciones de proyecto

Cuenca	Área [ha]	t _c [min]	Gasto [m ³ /s]					
			T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	102.48	36.10	4.87	6.27	8.76	11.27	14.50	26.06
CUENCA EXTERNA 2	22.16	17.40	1.10	1.42	1.98	2.55	3.28	5.89
CUENCA EXTERNA 3	29.53	27.06	1.23	1.59	2.21	2.85	3.67	6.59
SUBCUENCA 1	17.83	18.85	1.29	1.66	2.32	2.98	3.84	6.90
SUBCUENCA 2	36.95	18.23	2.71	3.49	4.87	6.27	8.07	14.50
SUBCUENCA 3	10.05	15.00	0.80	1.03	1.43	1.85	2.38	4.27
SUBCUENCA 4	60.43	25.92	2.21	2.85	3.97	5.12	6.58	11.83
SUBCUENCA 5	32.94	15.97	2.55	3.28	4.58	5.90	7.59	13.64
SUBCUENCA 6	4.42	15.00	0.35	0.45	0.63	0.81	1.05	1.88
SUBCUENCA 7	13.16	15.00	1.05	1.35	1.88	2.42	3.11	5.59

CAPÍTULO 6

FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

6 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

Este capítulo, se centra en el análisis del funcionamiento hidráulico del arroyo existente, con el fin de definir la zona de protección federal que debe de ser respetada dentro de la poligonal del predio.

6.1 Funcionamiento hidráulico del arroyo existente

Para realizar el análisis hidráulico del arroyo existente, se utilizaron los gastos obtenidos para condiciones actuales de cada cuenca y subcuenca calculados por el Método Racional Americano, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 6.1.1. Gastos por cuenca en condiciones actuales. Método Racional Americano

Cuenca	Área [ha]	C	Gasto [m ³ /s]					
			T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	102.48	0.20	2.79	3.59	5.01	6.45	8.30	14.91
CUENCA EXTERNA 2	22.16	0.20	0.81	1.04	1.46	1.88	2.42	4.34
CUENCA EXTERNA 3	29.53	0.20	0.90	1.16	1.62	2.09	2.69	4.83
SUBCUENCA 1	17.83	0.20	0.63	0.81	1.14	1.46	1.88	3.38
SUBCUENCA 2	36.95	0.20	1.33	1.71	2.39	3.07	3.95	7.10
SUBCUENCA 3	10.05	0.20	0.39	0.50	0.70	0.90	1.16	2.09
SUBCUENCA 4	60.43	0.20	1.88	2.42	3.38	4.35	5.60	10.06
SUBCUENCA 5	32.94	0.20	1.25	1.61	2.24	2.89	3.72	6.68
SUBCUENCA 6	4.42	0.20	0.17	0.22	0.31	0.40	0.51	0.92
SUBCUENCA 7	13.16	0.20	0.51	0.66	0.92	1.18	1.52	2.74

Tabla 6.1.2. Gastos por cuenca en condiciones de proyecto. Método Racional Americano

Cuenca	Area [ha]	C	Gasto [m ³ /s]					
			T [años]					
			5	10	25	50	100	500
CUENCA EXTERNA 1	102.48	0.40	5.58	7.18	10.02	12.90	16.60	29.82
CUENCA EXTERNA 2	22.16	0.40	1.62	2.09	2.92	3.75	4.83	8.68
CUENCA EXTERNA 3	29.53	0.40	1.81	2.33	3.25	4.18	5.38	9.66
SUBCUENCA 1	17.83	0.60	1.90	2.44	3.41	4.38	5.64	10.14
SUBCUENCA 2	36.95	0.60	3.98	5.13	7.16	9.21	11.86	21.30
SUBCUENCA 3	10.05	0.40	0.78	1.01	1.41	1.81	2.33	4.18
SUBCUENCA 4	60.43	0.40	3.76	4.84	6.76	8.70	11.20	20.12
SUBCUENCA 5	32.94	0.60	3.75	4.82	6.73	8.67	11.15	20.04
SUBCUENCA 6	4.42	0.60	0.52	0.66	0.93	1.19	1.54	2.76
SUBCUENCA 7	13.16	0.40	1.02	1.32	1.84	2.37	3.05	5.47

6.1.1 Determinación de la Zona Federal de Protección del arroyo

Para fijar la zona federal de protección del cauce se procedió a determinar el tirante de agua que se presenta para una avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 5 años. A partir de la orilla de la superficie del agua que se presenta para dicho evento, la zona federal será la franja adyacente con un ancho de 10.00 metros.

Para realizar el análisis hidráulico, se empleó el programa HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), el cual está diseñado para resolver un flujo hidráulico uniforme y gradualmente variado en canales naturales o artificiales, modelando el sistema hidráulico de drenaje de una cuenca formada por una corriente o por un sistema múltiple o dentrítico.

El cálculo de los perfiles de la superficie del agua de una sección a otra del cauce, se efectúa resolviendo la ecuación de la energía con un procedimiento iterativo denominado Método Estándar por Pasos. Las pérdidas de energía, comprenden las pérdidas por fricción mismas que se calculan a partir de la ecuación de Manning, y las pérdidas por contracción y expansión debido al aumento o disminución de la velocidad de una sección a otra. Los valores de estos últimos coeficientes, son establecidos por el manual del programa HEC-RAS.

Los datos básicos que se requieren para la aplicación de este modelo, se refieren a la determinación del esquema del sistema hidráulico, en el que se establezcan en planta las características de cada uno de los cauces que lo forman, los cadenamientos de sus diversos tramos y de los puntos de confluencia, información topográfica de las secciones transversales, alimentada al modelo en coordenadas X e Y a partir de un origen en la margen izquierda de la sección, coeficientes de pérdidas de energía representados por los coeficientes de fricción, de contracción y de expansión, así como las datos geométricos y topográficos de las confluencias. Para el análisis de las estructuras especiales como puentes, alcantarillas, vados, diques y presas, se requieren los datos topográficos, geométricos e hidráulicos obtenidos del levantamiento de detalle.

Para ver los resultados, el programa presenta múltiples opciones como gráficas de las secciones transversales, la gráfica del perfil longitudinal del cauce con las elevaciones de la superficie del agua, tablas detalladas de resultados por sección transversal o la tabla resumida por cauce, así como curvas de resultados. En cualquiera de estos casos, se pueden conocer todas las características geométricas e hidráulicas para cada tramo o sección del canal, como: área, perímetro y radio hidráulicos, profundidades y tirantes normales y críticos, anchos de la superficie del agua, velocidades para cada sección, pendientes críticas; así como parámetros hidráulicos como el número de Froude, gradiente hidráulico y energía en cada sección.

El programa calcula los tirantes en cada una de las secciones, para ello, es necesario establecer el tipo de régimen que se presenta en el cauce y una elevación conocida en la primera sección como condición de frontera en donde se inicia el análisis. En caso de que alguna de las secciones no tenga la capacidad o área hidráulica suficiente para un determinado gasto, el programa considera que los bordos de la sección se elevan en forma vertical para continuar

el análisis. A continuación, se presentan las tablas de resultados del análisis realizado para el arroyo existente.

Tabla 6.1.3. Resultados obtenidos del análisis realizado con el programa HEC-RAS

RESULTADOS DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL ARROYO EXISTENTE DETERMINACIÓN DE LA ZONA DE PROTECCIÓN FEDERAL												
Arroyo	Cadenamiento	Perfil	Gasto (m ³ /s)	Elevación del Eje (m)	Elevación margen izquierda (m)	Elevación margen derecha (m)	Elevación superficie del agua (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Área Hidráulica (m ²)	Ancho de la Superficie del Agua (m)	Número de Froude
Santa Juana	0+020	T=5 años	5.58	2,597.00	2,598.11	2,597.51	2,597.50	0.50	1.39	4.99	34.22	0.95
Santa Juana	0+040	T=5 años	5.58	2,595.82	2,597.37	2,597.21	2,596.27	0.45	1.59	3.50	14.04	1.02
Santa Juana	0+060	T=5 años	5.58	2,594.83	2,596.61	2,597.31	2,595.15	0.32	1.29	4.44	29.31	1.02
Santa Juana	0+080	T=5 años	5.58	2,594.35	2,596.01	2,597.50	2,594.59	0.24	1.32	4.21	24.93	1.03
Santa Juana	0+100	T=5 años	5.58	2,593.64	2,595.82	2,595.95	2,594.14	0.50	1.49	3.75	17.68	1.03
Santa Juana	0+120	T=5 años	5.58	2,592.88	2,596.71	2,596.24	2,593.57	0.69	1.52	3.67	15.79	1.01
Santa Juana	0+140	T=5 años	5.58	2,592.49	2,596.16	2,595.81	2,593.05	0.56	1.72	3.24	10.81	1.00
Santa Juana	0+160	T=5 años	5.58	2,591.99	2,595.14	2,595.55	2,592.48	0.49	1.65	3.39	12.39	1.00
Santa Juana	0+180	T=5 años	5.58	2,591.45	2,595.03	2,594.72	2,592.02	0.57	1.78	3.14	9.97	1.01
Santa Juana	0+200	T=5 años	5.58	2,590.50	2,594.71	2,594.68	2,591.36	0.86	1.66	3.37	9.84	0.90
Santa Juana	0+220	T=5 años	5.58	2,590.49	2,593.09	2,594.64	2,591.10	0.61	1.75	3.19	10.35	1.01
Santa Juana	0+240	T=5 años	7.20	2,589.99	2,592.96	2,593.89	2,590.95	0.96	1.39	5.18	12.34	0.68
Santa Juana	0+260	T=5 años	9.01	2,589.83	2,592.52	2,592.80	2,590.70	0.87	1.79	5.03	15.82	1.01
Santa Juana	0+280	T=5 años	9.01	2,589.50	2,591.30	2,592.54	2,590.18	0.68	0.46	19.60	30.33	0.18
Santa Juana	0+300	T=5 años	9.01	2,589.48	2,591.15	2,590.05	2,590.14	0.66	0.85	10.71	54.57	0.60
Santa Juana	0+320	T=5 años	10.91	2,588.98	2,591.02	2,590.91	2,589.87	0.89	1.49	7.33	34.04	1.02
Santa Juana	0+340	T=5 años	10.91	2,588.11	2,591.14	2,592.14	2,589.16	1.05	1.60	6.83	27.10	1.02
Santa Juana	0+360	T=5 años	10.91	2,587.65	2,592.67	2,591.18	2,588.71	1.05	1.64	6.63	24.12	1.00
Santa Juana	0+380	T=5 años	10.91	2,587.46	2,592.92	2,591.36	2,588.35	0.89	1.72	6.36	21.39	1.01
Santa Juana	0+400	T=5 años	10.91	2,586.96	2,592.86	2,591.61	2,587.85	0.89	1.68	6.51	22.50	0.99
Santa Juana	0+420	T=5 años	10.91	2,586.47	2,592.68	2,591.40	2,587.49	1.02	1.20	9.07	20.70	0.58
Santa Juana	0+440	T=5 años	10.91	2,586.00	2,591.98	2,591.37	2,587.22	1.22	1.98	5.52	13.96	1.00
Santa Juana	0+460	T=5 años	10.91	2,585.50	2,591.62	2,591.38	2,586.80	1.30	2.15	5.09	11.18	1.02
Santa Juana	0+480	T=5 años	10.91	2,585.49	2,591.65	2,591.25	2,586.50	1.01	1.77	6.16	15.54	0.90
Santa Juana	0+500	T=5 años	10.91	2,585.00	2,591.50	2,590.94	2,586.36	1.36	1.59	6.86	14.15	0.73
Santa Juana	0+520	T=5 años	10.91	2,585.00	2,591.20	2,590.49	2,586.09	1.09	2.07	5.28	12.40	1.01
Santa Juana	0+540	T=5 años	10.91	2,584.47	2,590.81	2,590.33	2,585.90	1.43	1.28	8.52	15.62	0.55
Santa Juana	0+560	T=5 años	10.91	2,584.15	2,590.29	2,590.10	2,585.84	1.69	1.18	9.21	15.95	0.50
Santa Juana	0+580	T=5 años	10.91	2,584.77	2,587.25	2,589.81	2,585.76	0.99	1.20	9.09	28.52	0.68
Santa Juana	0+600	T=5 años	14.89	2,584.95	2,585.82	2,589.30	2,585.53	0.58	1.37	10.87	58.73	1.02
Santa Juana	0+620	T=5 años	14.89	2,584.50	2,590.01	2,586.80	2,585.13	0.63	1.52	9.79	30.48	0.86
Santa Juana	0+640	T=5 años	15.67	2,584.48	2,590.60	2,587.06	2,584.93	0.45	1.53	10.24	32.73	0.87
Santa Juana	0+660	T=5 años	15.67	2,584.03	2,590.54	2,589.47	2,584.85	0.82	1.26	12.47	25.03	0.57
Santa Juana	0+680	T=5 años	15.67	2,584.00	2,590.51	2,589.76	2,584.58	0.58	2.05	7.64	17.83	1.00
Santa Juana	0+700	T=5 años	15.67	2,583.91	2,590.51	2,589.67	2,584.35	0.44	1.92	8.14	21.85	1.01
Santa Juana	0+720	T=5 años	15.67	2,583.47	2,589.46	2,589.47	2,584.02	0.55	1.87	8.36	21.06	0.95
Santa Juana	0+740	T=5 años	15.67	2,583.00	2,590.87	2,589.60	2,583.77	0.77	1.95	8.05	21.45	1.01
Santa Juana	0+760	T=5 años	15.67	2,582.99	2,590.82	2,589.26	2,583.52	0.53	1.68	9.35	33.26	1.01
Santa Juana	0+780	T=5 años	15.67	2,582.47	2,590.50	2,589.75	2,583.23	0.76	1.81	8.65	26.06	1.00
Santa Juana	0+800	T=5 años	15.67	2,582.00	2,585.98	2,588.12	2,582.88	0.87	1.08	14.53	38.92	0.56
Santa Juana	0+820	T=5 años	15.67	2,581.50	2,590.03	2,589.26	2,582.73	1.23	1.43	10.98	25.04	0.69
Santa Juana	0+840	T=5 años	15.67	2,581.49	2,590.25	2,589.39	2,582.49	1.00	1.86	8.43	25.16	1.03
Santa Juana	0+860	T=5 años	15.67	2,581.48	2,587.50	2,587.62	2,582.33	0.85	0.88	17.80	43.28	0.44
Santa Juana	0+880	T=5 años	15.67	2,581.00	2,588.37	2,589.81	2,582.18	1.18	1.48	10.60	24.05	0.71
Santa Juana	0+900	T=5 años	15.67	2,581.00	2,588.44	2,589.80	2,582.10	1.10	1.30	12.08	22.73	0.57
Santa Juana	0+920	T=5 años	15.67	2,581.09	2,588.54	2,590.06	2,581.82	0.73	2.13	7.34	16.19	1.01
Santa Juana	0+940	T=5 años	15.67	2,580.00	2,587.50	2,589.50	2,581.78	1.78	1.30	12.06	23.20	0.58
Santa Juana	0+960	T=5 años	15.67	2,580.50	2,589.31	2,589.02	2,581.54	1.04	1.92	8.16	21.92	1.00
Santa Juana	0+980	T=5 años	15.67	2,580.50	2,588.63	2,588.69	2,581.27	0.77	1.67	9.39	22.20	0.82
Santa Juana	1+000	T=5 años	15.67	2,579.99	2,588.60	2,588.70	2,581.03	1.04	1.87	8.38	23.74	1.00
Santa Juana	1+020	T=5 años	15.67	2,579.97	2,580.28	2,581.96	2,581.02	1.05	0.29	51.70	63.67	0.11
Santa Juana	1+040	T=5 años	15.67	2,579.96	2,583.32	2,588.08	2,580.92	0.96	1.14	13.73	32.16	0.56
Santa Juana	1+060	T=5 años	15.67	2,579.50	2,586.92	2,589.52	2,580.76	1.26	1.61	9.73	18.55	0.71
Santa Juana	1+080	T=5 años	15.67	2,579.99	2,587.16	2,589.60	2,580.54	0.55	1.90	8.25	23.26	1.02

Tabla 6.1.4. Resultados obtenidos del análisis realizado con el programa HEC-RAS

RESULTADOS DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL ARROYO EXISTENTE DETERMINACIÓN DE LA ZONA DE PROTECCIÓN FEDERAL												
Arroyo	Cadenamiento	Perfil	Gasto (m ³ /s)	Elevación del Eje (m)	Elevación margen izquierda (m)	Elevación margen derecha (m)	Elevación superficie del agua (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Área Hidráulica (m ²)	Ancho de la Superficie del Agua (m)	Número de Froude
Santa Juana	1+100	T=5 años	15.67	2,579.50	2,582.50	2,581.96	2,580.46	0.96	1.06	14.84	48.94	0.61
Santa Juana	1+120	T=5 años	15.67	2,579.45	2,587.98	2,586.47	2,580.22	0.77	1.77	8.83	20.63	0.87
Santa Juana	1+140	T=5 años	15.67	2,579.50	2,581.97	2,587.78	2,580.01	0.51	1.66	9.42	33.83	1.01
Santa Juana	1+160	T=5 años	15.67	2,579.01	2,579.66	2,579.65	2,580.08	1.07	0.26	59.73	98.43	0.11
Santa Juana	1+180	T=5 años	15.67	2,579.00	2,586.15	2,586.90	2,579.95	0.95	1.09	14.35	31.83	0.52
Santa Juana	1+200	T=5 años	15.67	2,579.00	2,581.35	2,583.55	2,579.96	0.95	0.60	26.06	50.32	0.27
Santa Juana	1+220	T=5 años	15.67	2,578.99	2,586.42	2,583.98	2,579.85	0.86	1.33	11.79	23.46	0.60
Santa Juana	1+240	T=5 años	15.67	2,578.96	2,583.29	2,583.49	2,579.77	0.81	1.21	12.98	32.21	0.61
Santa Juana	1+260	T=5 años	15.67	2,578.94	2,584.84	2,584.74	2,579.62	0.67	1.49	10.51	29.33	0.79
Santa Juana	1+280	T=5 años	15.67	2,578.99	2,583.92	2,583.24	2,579.59	0.60	0.85	18.40	45.55	0.43
Santa Juana	1+300	T=5 años	19.44	2,578.89	2,584.29	2,584.41	2,579.35	0.46	1.81	10.75	33.27	1.02
Santa Juana	1+320	T=5 años	23.19	2,578.50	2,582.78	2,585.22	2,579.14	0.64	1.46	15.93	40.21	0.74
Santa Juana	1+340	T=5 años	23.19	2,578.00	2,579.40	2,579.51	2,578.91	0.90	1.74	13.36	44.69	1.01
Santa Juana	1+360	T=5 años	23.19	2,577.50	2,583.27	2,578.97	2,578.78	1.28	0.67	34.38	58.24	0.28
Santa Juana	1+380	T=5 años	23.19	2,577.50	2,580.00	2,579.07	2,578.75	1.25	0.72	32.06	71.04	0.34
Santa Juana	1+400	T=5 años	23.19	2,577.50	2,582.49	2,584.50	2,578.69	1.19	1.01	22.86	43.14	0.44
Santa Juana	1+420	T=5 años	23.19	2,577.50	2,582.53	2,585.24	2,578.58	1.08	1.38	16.77	32.24	0.61
Santa Juana	1+440	T=5 años	23.19	2,577.50	2,585.43	2,585.20	2,578.53	1.03	1.27	18.29	28.17	0.50
Santa Juana	1+460	T=5 años	23.19	2,577.47	2,585.37	2,584.50	2,578.25	0.78	2.20	10.53	21.63	1.01
Santa Juana	1+480	T=5 años	23.19	2,577.00	2,585.19	2,584.70	2,577.73	0.73	2.23	10.42	21.28	1.02
Santa Juana	1+500	T=5 años	23.19	2,576.50	2,581.88	2,582.00	2,577.73	1.23	0.84	27.58	45.26	0.34
Santa Juana	1+520	T=5 años	23.19	2,576.43	2,584.85	2,584.42	2,577.58	1.15	1.60	14.47	26.95	0.70
Santa Juana	1+540	T=5 años	23.19	2,575.99	2,582.98	2,584.14	2,577.47	1.48	1.64	14.13	23.99	0.68
Santa Juana	1+560	T=5 años	23.19	2,575.50	2,583.44	2,584.65	2,577.29	1.79	1.93	11.99	20.73	0.81
Santa Juana	1+580	T=5 años	23.19	2,575.48	2,582.32	2,584.10	2,577.25	1.77	1.41	16.43	25.19	0.56
Santa Juana	1+600	T=5 años	23.19	2,575.47	2,583.00	2,584.00	2,577.16	1.69	1.50	15.50	30.22	0.67
Santa Juana	1+620	T=5 años	23.19	2,575.30	2,582.59	2,584.01	2,576.88	1.58	2.15	10.81	23.34	1.01
Santa Juana	1+640	T=5 años	23.19	2,574.99	2,582.01	2,583.07	2,576.68	1.68	1.58	14.65	24.00	0.65
Santa Juana	1+660	T=5 años	23.19	2,574.66	2,581.40	2,581.69	2,576.58	1.92	1.56	14.82	29.00	0.70
Santa Juana	1+680	T=5 años	23.70	2,574.50	2,581.71	2,582.18	2,576.36	1.86	1.93	12.30	25.26	0.88
Santa Juana	1+700	T=5 años	23.70	2,574.49	2,581.87	2,581.80	2,576.32	1.83	1.35	17.58	32.17	0.58
Santa Juana	1+720	T=5 años	23.70	2,574.48	2,583.61	2,582.21	2,576.26	1.78	1.32	17.91	27.01	0.52
Santa Juana	1+740	T=5 años	23.70	2,574.50	2,582.93	2,581.16	2,576.07	1.57	1.88	12.59	21.26	0.78
Santa Juana	1+760	T=5 años	23.70	2,574.00	2,583.94	2,581.48	2,575.78	1.78	2.37	9.98	17.66	1.01
Santa Juana	1+780	T=5 años	23.70	2,574.00	2,583.88	2,581.04	2,575.65	1.65	1.68	14.11	27.60	0.75
Santa Juana	1+800	T=5 años	23.70	2,573.50	2,575.35	2,576.33	2,575.73	2.23	0.42	59.61	83.50	0.15
Santa Juana	1+820	T=5 años	23.70	2,573.50	2,576.43	2,581.98	2,575.63	2.12	1.38	17.23	28.57	0.57
Santa Juana	1+840	T=5 años	23.70	2,573.50	2,576.17	2,577.61	2,575.53	2.03	1.47	16.16	28.64	0.62
Santa Juana	1+860	T=5 años	24.73	2,573.50	2,577.90	2,576.48	2,575.44	1.94	1.47	16.85	34.25	0.67
Santa Juana	1+880	T=5 años	24.73	2,573.50	2,579.54	2,577.81	2,575.22	1.72	1.91	12.98	25.96	0.86
Santa Juana	1+900	T=5 años	24.73	2,573.50	2,579.38	2,577.18	2,574.94	1.44	2.26	10.95	21.17	1.00
Santa Juana	1+920	T=5 años	24.73	2,573.50	2,575.02	2,577.13	2,574.94	1.44	1.36	18.24	31.80	0.57
Santa Juana	1+938	T=5 años	24.73	2,573.50	2,581.66	2,578.40	2,574.63	1.13	2.33	10.60	17.90	0.97

Del análisis realizado se observa lo siguiente:

Las secciones actuales del canal son muy amplias, lo que origina que más del 90% del arroyo, presenta anchos de la superficie del agua mayores a los 5.00 m.

Los tirantes que se presentan, van desde los 0.24 m hasta los 2.23 m de altura.

El régimen del arroyo es subcrítico, teniéndose una velocidad promedio de 1.00 m/s, lo anterior se comprueba revisando el número de Froude.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

7 CONCLUSIONES

- El rasgo hidrológico de mayor relevancia para el predio, es la presencia del arroyo existente, que nace en su lindero sur y atraviesa el terreno partiéndolo en dos.
- Se tienen tres aportaciones externas que drenan hacia el predio, la aportación externa #1 tiene un área de captación 102.48 ha, la aportación externa #2 tiene un área de captación de 22.16 ha, y la aportación externa #3, tiene un área de captación de 29.53 ha.
- El predio presenta 7 subcuencas, denominadas “1”, “2”, “3”, “4”, “5”, “6” y “7”. Todas las subcuencas drenan hacia el arroyo existente, sumando su caudal al de las cuencas externas.
- La curva i-d-T calculada para tormentas con duración de hasta 120 minutos, se expresa con la ecuación:

$$i = \frac{117.376 * Tr^{0.364}}{d^{0.407}}$$

- Para la determinación de la zona de protección federal, se realizó un análisis hidráulico del arroyo existente a su paso por el predio, Se aplicó el modelo hidráulico HEC-RAS, empleando la topografía propuesta para el estudio y los gastos asociados a un periodo de retorno de 5 años en condiciones de proyecto. Con esto; el ancho de la zona federal del arroyo existente es de 10.00 m a cada lado de las márgenes del arroyo.
- Del análisis realizado, se observa que el gasto a la entrada del canal es de 5.58 m³/s (cadenamiento 0+000) proveniente de la aportación de la cuenca externa #1, presentando tirantes que van desde los 0.50 m hasta los 0.61 m y un ancho superficial que va desde los 10.35 m hasta los 34.22 m (cadenamiento 0+220).
- En el cadenamiento 0+240, se presenta la aportación de la cuenca externa #2, y el gasto se incrementa a 7.20 m³/s con un tirante de 0.96 m y un ancho superficial de 12.34 m.
- En el cadenamiento 0+260, se encuentra la aportación de la cuenca externa #3, y el caudal se incrementa a los 9.01 m³/s presentando tirantes que van desde los 0.87 m hasta los 0.66 m (cadenamiento 0+300) y un ancho superficial que va desde los 15.82 m hasta los 54.57 m.
- En el cadenamiento 0+320, entra la aportación de la subcuenca #1, teniendo un gasto en el canal de 10.91 m³/s, presentando tirantes que van desde los 0.89 m hasta los

1.36 m (cadenamiento 0+500) y un ancho superficial que va desde los 34.04 m hasta los 28.52 m (cadenamiento 0+580).

- En los cadenamientos 0+600 y 0+620, se tiene un caudal de 14.89 m³/s, con tirantes que van desde los 0.58 m hasta los 0.63 m, y un ancho superficial que va desde los 30.48 m hasta los 58.73 m (cadenamiento 0+600), debido a la aportación de la subcuena #2.
- Desde el cadenamiento 0+640 hasta los 1,280 m, se tiene un gasto en el canal de 15.67 m³/s por la aportación de la subcuena #3. Los tirantes presentes en esta zona del canal, varían desde los 0.44 m (cadenamiento 0+700) hasta los 1.78 m (cadenamiento 0+940), y los anchos superficiales van desde los 17.83 m (cadenamiento 0+680) hasta los 98.43 m (cadenamiento 1+160).
- En el cadenamiento 1+300, se presenta la aportación de la subcuena #4, y el gasto se incrementa a los 19.44 m³/s con un tirante de 0.46 m y un ancho superficial de 33.27 m.
- Desde el cadenamiento 1+320 hasta el cadenamiento 1+660, se tiene un gasto en el canal de 23.19 m³/s por la aportación de la subcuena #5. Los tirantes presentes en esta zona del canal, varían desde los 0.64 m (cadenamiento 1+320) hasta los 1.79 m (cadenamiento 1+560), y los anchos superficiales van desde los 21.28 m (cadenamiento 1+480) hasta los 71.04 m (cadenamiento 1+380).
- En el tramo comprendido entre los cadenamientos 1+680 al 1+840, el canal presenta un gasto de 23.70 m³/s debido a la aportación de la subcuena #6, con tirantes que van desde los 1.83 m hasta los 2.23 m, y un ancho superficial que va desde los 17.66 m hasta los 83.50 m (cadenamiento 1+800).
- Por último, el tramo comprendido entre los cadenamientos 1+860 al 1+938 que es dónde el arroyo sale del predio, se tiene un gasto de 24.73 m³/s debido a la aportación de la subcuena #7, con tirantes que van desde los 1.13 m hasta los 1.94 m, y un ancho superficial que va desde los 17.90 m hasta los 34.25 m (cadenamiento 1+938).
- Cualquier obra de ingeniería, independientemente del campo de estudio, requiere un estudio previo de la zona en donde se planea llevar a cabo, esto con el fin de evitar daños futuros tanto a la población aledaña (en caso de que exista) como a la obra en sí. Este trabajo presentó la manera de elaborar un estudio hidrológico y la importancia que tiene éste en una zona que puede ser poblada en años posteriores.

REFERENCIAS

- [1] Aparicio Mijares, Francisco. *Fundamentos de hidrología de superficie*. Limusa. México 2009.
- [2] Arreguín Cortés, Felipe y Alcocer Yamanaka, Víctor. *Diseño hidráulico de vertedores*. IMTA. México 2011.
- [3] Chow, Ven Te. *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill. Interamericana. Colombia 1994.
- [4] CONAGUA. *Instructivo de hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria asociada a la delimitación de la zona federal*. México 1987.
- [5] INEGI. *Cuaderno estadístico Almoloya de Juárez*. México 2005.
- [6] Springall G., Rolando. *Hidrología*. Instituto de ingeniería UNAM. México 1970.