

CAPÍTULO II

ESTUDIOS BÁSICOS

En el presente capítulo se presentan los estudios necesarios para la elaboración del proyecto ejecutivo del colector combinado, con los cuales se podrá determinar el trazo definitivo para la ubicación del colector, el cual deberá ser construido en la zona más favorable para cubrir el mayor área posible para la captación del agua pluvial, con lo cual mediante el estudio hidrológico se obtendrá el gasto de diseño para la tormenta más desfavorable que se pudiera presentar en la zona.

Mediante el estudio de mecánica de suelos se evaluarán las condiciones del subsuelo a lo largo del eje del colector en proyecto y así poder determinar los esfuerzos que actuarán sobre la tubería y a su vez la tubería sobre el subsuelo que soportará a la misma; de igual manera se evaluarán las condiciones de estabilidad en los taludes de la excavación; finalizando con un estudio de impacto ambiental en la zona donde se desarrollará la obra.

II.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.

Para la realización del proyecto ejecutivo, es necesario conocer la configuración topográfica de la zona de estudio, contar con el levantamiento topográfico del trazo del colector y subcolectores, así como de los levantamientos de detalle de los cruzamientos especiales y la respectiva descarga al Gran Canal del Desagüe.

La Comisión del Agua del Estado de México (CAEM), realizó los trabajos topográficos para la ejecución del proyecto ejecutivo, tomando como base su propia planeación y propuesta de solución, por lo que se recopiló la información necesaria para el desarrollo de esta tesis.

Dichos trabajos topográficos, consisten en: 10.3 km de poligonal abierta para el colector, tres levantamientos de detalle para los cruzamientos especiales (uno con canal a cielo abierto, otro con canal de Castera y uno con tubería de Petróleos Mexicanos PEMEX), también se realizó un levantamiento de detalle para la

descarga al Gran Canal del Desagüe, así como el levantamiento de los ramales existentes.

La poligonal sobre el eje de trazo del colector se realizó con cadenamientos a cada 20 m, indicando la infraestructura existente a lo largo del trazo, como son guarniciones, postes de energía eléctrica, registros de agua potable, pozos de visita, etc.

Fue necesario auxiliarse de cartas geográficas existentes para la localización de las cuencas que aportan escurrimiento hacia la zona donde se ubicará el colector, incluyendo la localización de estaciones climatológicas e hidrométricas, así como para poder determinar las elevaciones del terreno y la superficie con uso de suelo urbano dentro del municipio Melchor Ocampo, y las localidades de Visitación y San Francisco Tenopalco.

En el Anexo "A" "Planos de Levantamientos Topográficos" se presentan los planos topográficos para auxiliarse en la realización de los estudios hidráulicos y la elaboración del proyecto ejecutivo.

II.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO.

El presente estudio tiene como finalidad determinar los gastos hidráulicos de diseño de las cuencas hidrológicas que aportan sus escurrimientos originados por una tormenta, al colector de proyecto. Se han definido las 10 cuencas a partir del trazo del colector propuesto, mismo que fue levantado topográficamente en campo. Las avenidas de diseño se han determinado para los periodos de retorno 2, 5, 10, 20 y 50 años, y el uso de suelo para determinar los coeficientes de escurrimiento de las cuencas contiene proyecciones teóricas para un horizonte de 20 años. En teoría, es un problema hidráulico que requiere de mediciones y desarrollos analíticos, sin embargo, la solución de una infinidad de casos ha permitido concluir que los gastos por transportar y en consecuencia los diámetros de las tuberías (Capítulo III "Proyecto Ejecutivo") son una función de las áreas de aportación de agua de lluvia; de la intensidad de la misma; de un coeficiente de escurrimiento o escurrentía que agrupa a distintos factores como la permeabilidad,

infiltraciones, evaporación y rugosidad de los materiales y del tiempo de retorno de las lluvias que se elija para proteger a la zona y a sus habitantes de inundaciones frecuentes.

Todos estos factores, de los que depende la capacidad de un sistema, han sido estudiados por diversos investigadores quienes desarrollaron, basados en proyectos específicos y experiencias concretas, distintos métodos para calcular la capacidad hidráulica de un sistema. En general, todos los métodos conocidos tienen fundamentos teóricos muy parecidos y difieren en la proporción en que relacionan los factores determinantes de la cantidad de agua de lluvia por desalojar.

En general, estos métodos pueden clasificarse en dos grupos:

Los métodos racionales, que comprenden el Método Racional Americano y el Método Gráfico Alemán y los métodos empíricos que comprenden los métodos de Harksley, Adams, Mc Math, Herning, Gregory y el de Burkli-Ziegler.

En el caso de esta tesis se utilizará el Método Racional Americano y el de Burkli-Ziegler, por ser los métodos más comunes para el desarrollo de este tipo de trabajos.

II.2.1 OBJETIVO DE ESTE TRABAJO.

El presente trabajo pretende alcanzar los siguientes objetivos:

Calcular el gasto de diseño del colector pluvial para la cuenca hidrológica del municipio de Melchor Ocampo, mediante la utilización del método racional americano y el método empírico de Burkli-Ziegler, ya que son los más usados e ideales para este tipo de casos de estudio.

II.2.2 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

La zona de estudio, Municipio de Melchor Ocampo, se ubica al norte de la Ciudad de México en la Región hidrológica administrativa XIII Aguas del Valle de México, al norte de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. En la Figura II.1 “Ubicación de la Zona de Estudio”, se muestra la ubicación de la zona de estudio y su contexto en relación con el canal Castera y el Gran Canal del Desagüe.

II.2.3 TRAZO DEL COLECTOR.

A partir de los recorridos de campo, y de los requerimientos iniciales solicitados por la Comisión de Aguas del Estado de México (CAEM), se llevó a cabo el levantamiento topográfico del trazo preliminar del colector. Este trazo fue el punto de partida para determinar la delimitación de las cuencas que aportarían sus escurrimientos superficiales al mismo. En la Figura II.2 “Trazo del Colector en la Zona de Estudio”, se muestra el trazo del colector en el contexto general de la zona de estudio.

II.2.4 GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO.

El municipio de Melchor Ocampo se localiza en la región norte del Estado de México y al noreste de la Ciudad de Toluca. La cabecera municipal con el mismo nombre, se sitúa en las coordenadas 19° 42' 30" de latitud norte y 99° 8' 40" de longitud oeste, a una altitud de 2,660 msnm, limita al norte con el municipio de Zumpango, al sur con Cuautitlán y Tultepec, al este con Tultepec y Nextlalpan, por el oeste con Cuautitlán.

FIGURA II.1 “UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO”.

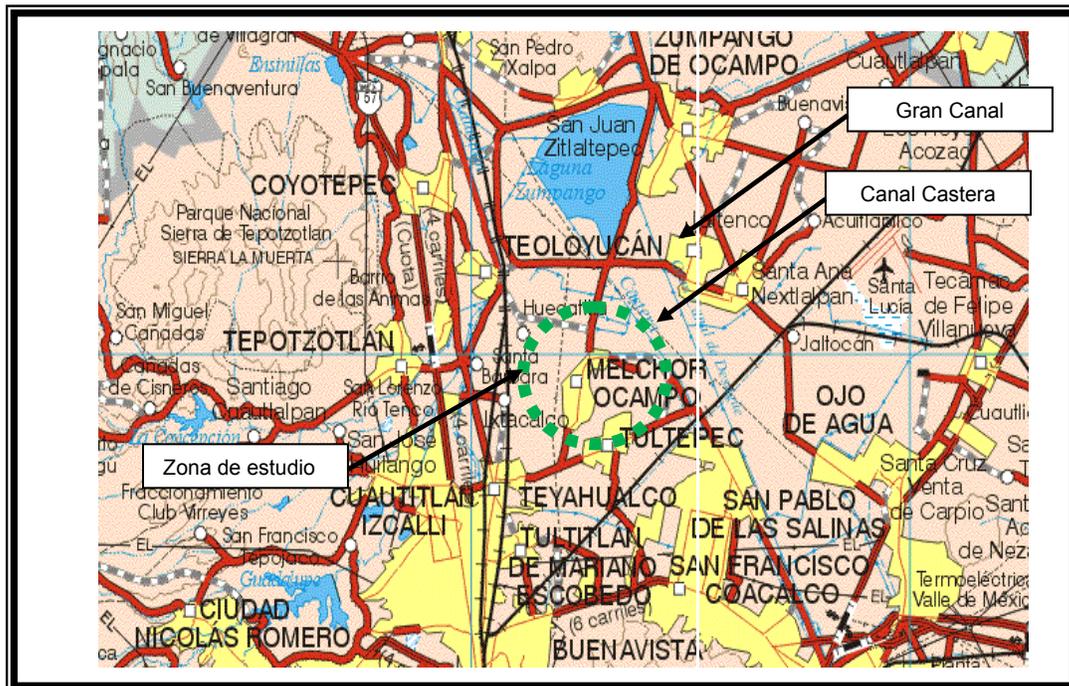
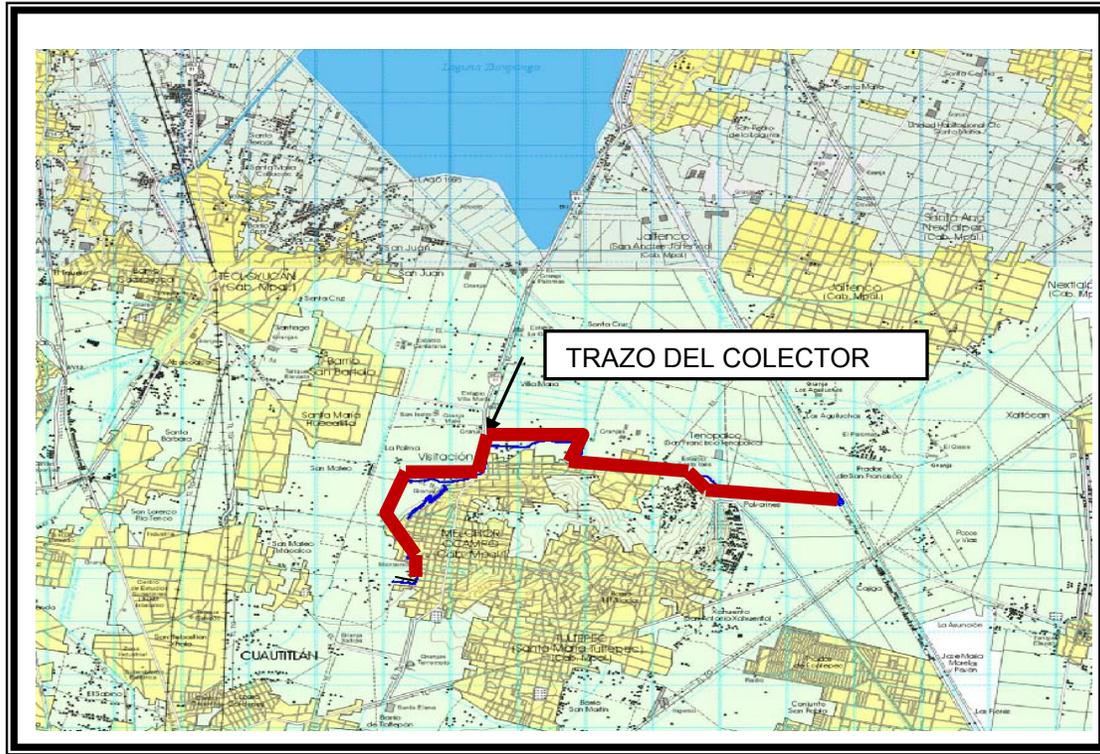


FIGURA II.2 “TRAZO DEL COLECTOR EN LA ZONA DE ESTUDIO”.



El municipio ocupa una parte del valle que se extiende desde Cuautitlán hasta Zumpango y que tiene una altitud media de 2,260 msnm. Se sabe que el Valle de México es una enorme depresión que durante el Plioceno, último de la época Terciaria, estuvo ocupado por un ancho mar interior, sin embargo, para la era Cuaternaria este mar había sufrido un proceso de sedimentación y la parte más baja del Valle de México estaba ocupada por un gran lago que cubría una vasta extensión de lo que fueron los antiguos distritos de Chalco, Texcoco, Cuautitlán y Zumpango. Este lago primitivo fue reduciéndose hasta definirse en cinco pequeños lagos que fueron los de Chalco, Texcoco, San Cristóbal, Xaltocan y Zumpango.

El tipo de tierra predominante es conocida como vertisol V, literalmente significa suelo que se voltea o se revuelve. Son suelos arcillosos frecuentemente negros, grises o rojizos, pegajosos cuando están húmedos, muy duros y agrietados cuando están secos, en general se erosionan poco y son salinos.

Por otro lado, se ha estimado el área del municipio para poder extrapolar el porcentaje de uso de suelo para los próximos 20 años (año 2030). Para ello, se consultó la carta geográfica del Estado de México 2005, ver Figura II.3 “Carta Geográfica del Estado de México 2005”, asimismo, se delimitó el polígono municipal ver Figura II.4 “Detalle de la Carta Geográfica del Estado de México año 2005”, el cual según dicha fuente, da como resultado un área de 13.8 km².

De la Figura II.5 “Superficie con uso de Suelo Urbano año 2005”, se ha obtenido un área total de uso de suelo urbano (para el año 2005, Fuente: Carta geográfica del Estado de México), un total de 667.00 ha.

II.2.5 POBLACIÓN EN LA ZONA DE ESTUDIO.

La población del municipio se presenta en la Tabla II.1 “Población de Melchor Ocampo”, en ella se muestran las poblaciones para diferentes años y sirven para generar una proyección mediante un ajuste de la línea de tendencia que se presenta en la Figura II.6 “Ajuste de Línea de Tendencia Para la Proyección de La Población”.

TABLA II.1 “POBLACIÓN DEL MUNICIPIO MELCHOR OCAMPO”.

AÑO	POBLACION HABITANTES
1970	10,384
1980	17,990
1990	26,154
2000	36,716

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

FIGURA II.3 “CARTA GEOGRÁFICA DEL ESTADO DE MÉXICO AÑO 2005”.

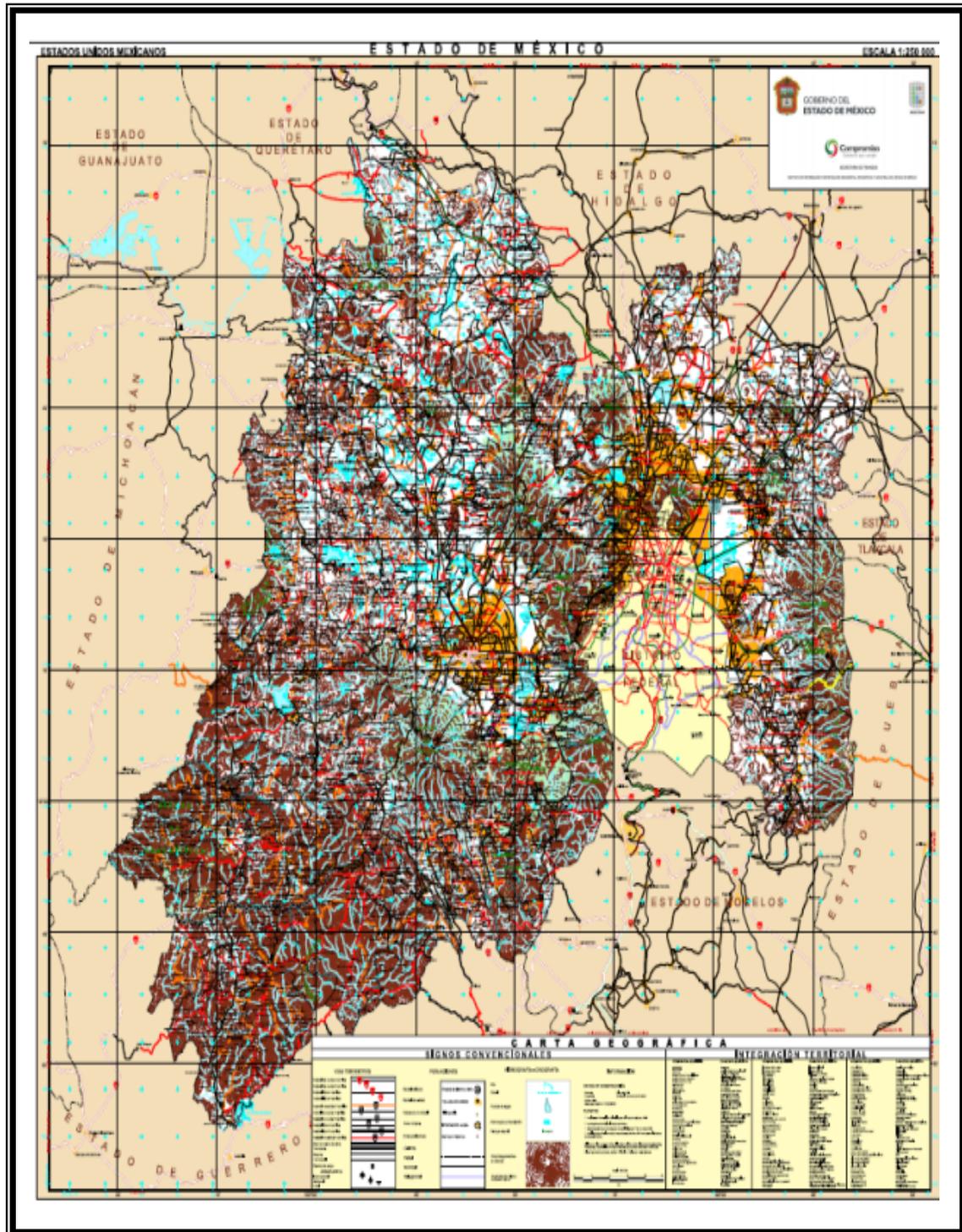


FIGURA II.4 "DETALLE DE LA CARTA GEOGRÁFICA DEL ESTADO DE MÉXICO AÑO 2005".

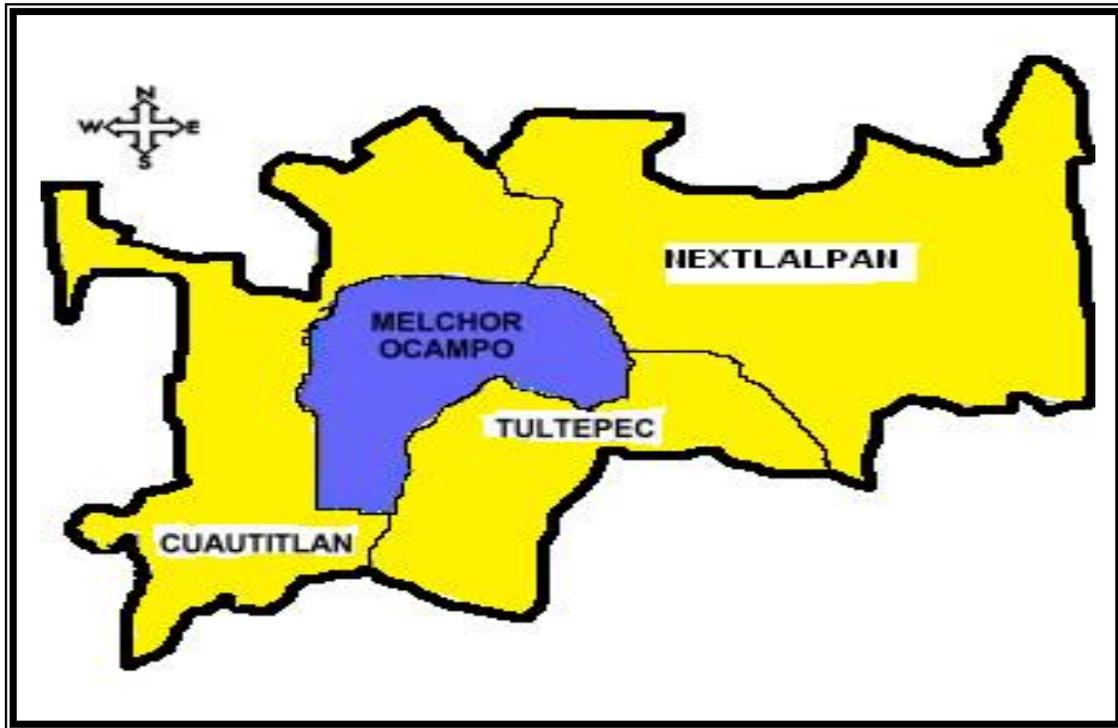


FIGURA II.5 "SUPERFICIE CON USO DE SUELO URBANO, 2005".

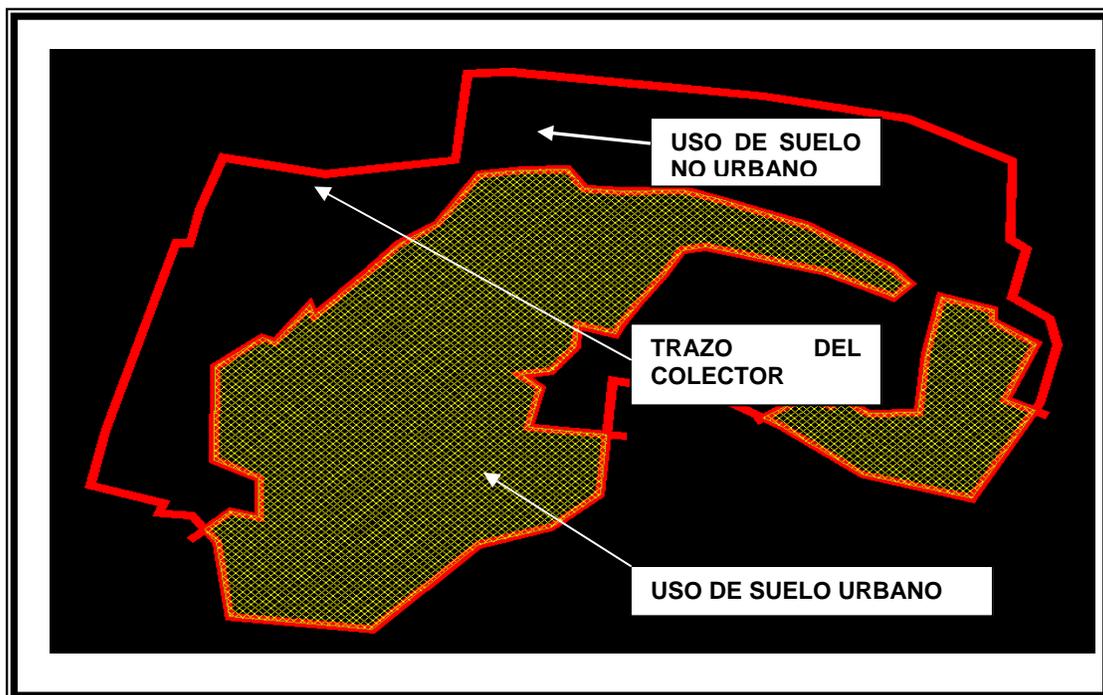
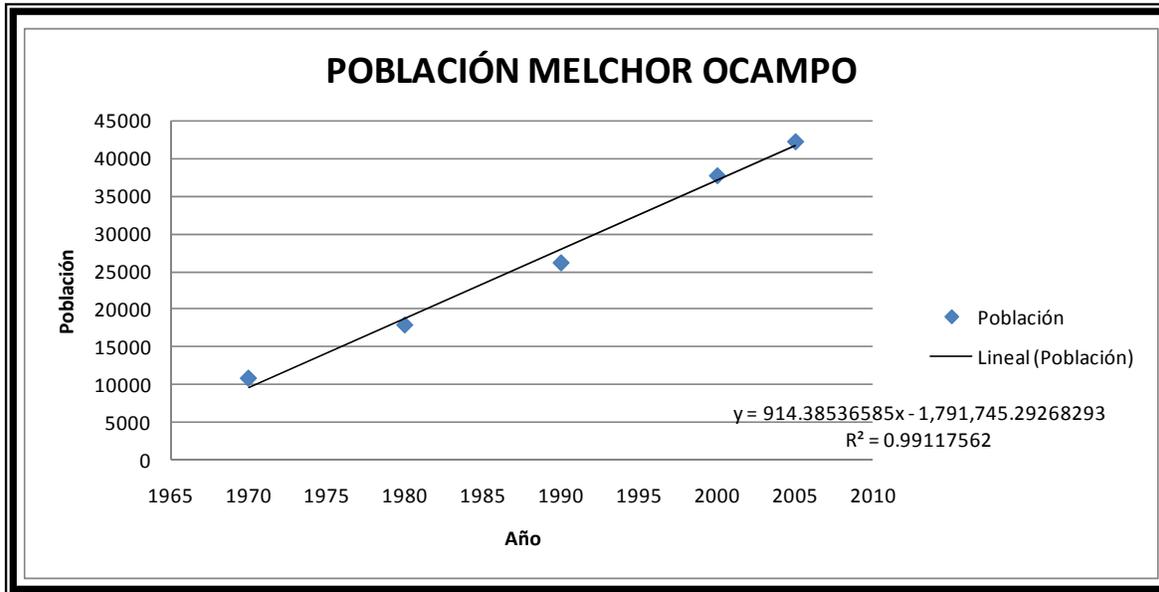


FIGURA II.6 “AJUSTE DE LÍNEA DE TENDENCIA PARA
LA PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN”.



A partir del ajuste de la línea de tendencia, se ha obtenido una proyección de población, para el año 2030, de 59,109 habitantes, dicho dato ya fue calculado en el Capítulo I “Generalidades del Proyecto”. Por ello, el incremento del uso de suelo urbano, en la zona de estudio, de manera muy general, se incrementa en un 52 %. Cabe mencionar que en relación al Plan de Desarrollo Urbano, según el portal web gobierno del Estado de México: “Los municipios sin plan: Cocotitlán, Coyotepec, Hueypoxtla, Jaltenco, Melchor Ocampo, Tequixquiac y Tonanitla, de conformidad con lo normado en los artículos 5.28 y 5.29 del Código Administrativo del Estado de México, la autoridad municipal se encuentra elaborando el respectivo Plan Municipal de Desarrollo Urbano.”

II.2.6 PRECIPITACIÓN.

Desde el punto de vista de la Ingeniería Hidrológica la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua. En este caso se determinará la tormenta y gasto de diseño para poder diseñar geoméricamente el colector de proyecto, objeto de este trabajo.

II.2.6.1 TIPO DE CLIMA.

En el territorio del Municipio de Melchor Ocampo predominan los 14° y 16° centígrados denominado BSC wkg semiseco, aunque también se considera al Cwbig, clima temporal subhúmedo, el de menor precipitación de los templados; verano nardo, con porcentaje de lluvias invernal menor a 5, con poca fluctuación térmica cuya temperatura máxima es de 24 °C a 30 °C y la mínima entre 5 °C y 10 °C, con variaciones diurnas y estacionales, su temperatura media es de 14 °C a 18 °C.

II.2.6.2 PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL.

Las precipitaciones pluviales en el verano se refuerzan por fenómenos convectivos, es decir, calor que se concentra en los principales valles y que hace ascender la humedad, cuando ésta se enfría se origina temporada de lluvias, alrededor de la segunda quincena del mes de mayo. Durante este período llegan a caer granizadas y su frecuencia se da de 10 a 20 días al año. Las lluvias más abundantes se presentan en junio, julio, agosto y septiembre, la precipitación promedio anual es de 500 a 800 milímetros.

Las primeras heladas se registran después de la segunda quincena de octubre, aunque con mayor frecuencia en diciembre, enero y febrero. Los vientos predominantes son alisios, del oeste y polares.

II.2.7 HIDROLOGÍA.

La Hidrología se puede definir como “La ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos”.

En este caso particular se debe realizar el análisis hidrológico para la determinación de la tormenta de diseño, la cual se convertirá en una avenida generada en las cuencas de estudio, con lo cual se podrá determinar de forma

aproximada el gasto de diseño debido a una precipitación extraordinaria en la zona, por lo que se debe recopilar la mayor información con la que se disponga.

Los resultados de los análisis son en forma general estimaciones, con aproximación limitada en muchos casos y burda en algunos otros.

El análisis hidrológico exhaustivo es, pues, el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos.

II.2.7.1 HIDROMETRÍA DE LA ZONA EN ESTUDIO.

A partir de los boletines hidrométricos del Valle de México, en la Figura II.7 “Estaciones hidrométricas en la zona de estudio”, se presenta el esquema simplificado de la red de drenaje de la zona de estudio, y se observa que no existen cauces principales que contengan estaciones hidrométricas para el análisis de su información.

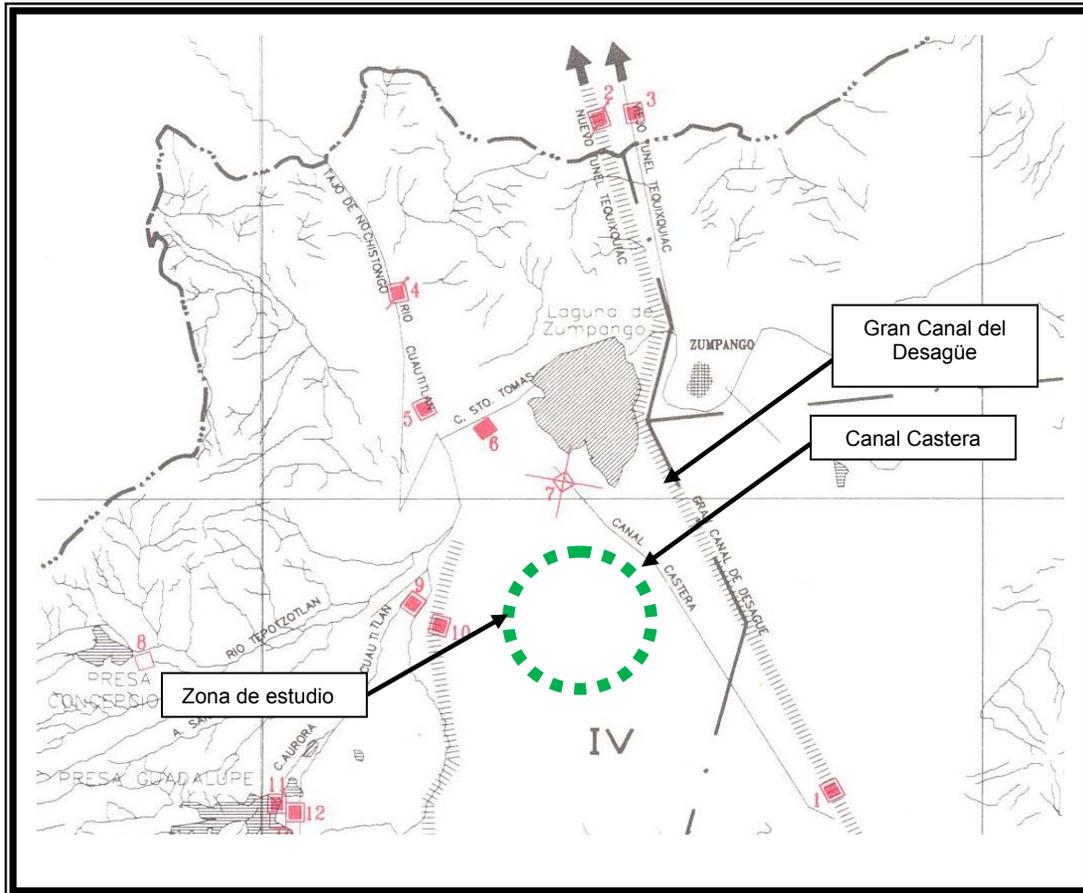
Con la carta topográfica 1:50000 E14A29 denominada: CUAUTITLÁN, del Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), se definieron los trazos de los parteaguas que conforman a las cuencas que aportan sus escurrimientos superficiales al colector del caso de estudio. En la Figura II.8 “Cuencas que aportan sus escurrimientos al colector”, se presentan los trazos generales de las 10 cuencas involucradas.

II.2.7.2 CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICAS DE LAS CUENCAS DE APORTACIÓN.

Con la carta topográfica (incluida en el Anexo “B” “Carta Topográfica Cuautitlán”) 1:50000 E14A29 denominada: CUAUTITLÁN, del Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), se definieron los trazos de los parteaguas que conforman a las cuencas que aportan sus escurrimientos superficiales al colector del caso de estudio.

En el Anexo “C” “Detalle del Trazo de las cuencas” se presenta el detalle del trazo de estas cuencas, así como de sus cauces principales, cotas de curvas de nivel y demás información necesaria para determinar los parámetros fisiográficos de las mismas.

FIGURA II.7 “ESTACIONES HIDROMÉTRICAS EN RELACIÓN A LA ZONA DE ESTUDIO”.



Para obtener el tiempo de concentración se utilizó la fórmula de Kirpich, que se presenta a continuación:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

donde:

t_c es el tiempo de concentración, en horas

L es la longitud del cauce, en km

S es la pendiente del cauce, m/m

Para obtener la pendiente media del cauce principal se utilizó el criterio de Taylor Schwarz, aplicando la primera expresión:

L es la longitud parcial del río, en m.

S_i es la pendiente parcial del tramo i , en m/s y se define como:

$$S = \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

En las siguientes tablas se presentan los datos utilizados para determinar las características fisiográficas de cada cuenca.

En la Tabla II.2 “Parámetros fisiográficos de la cuenca 1”, se presentan los valores de las cotas superior e inferior de cada tramo (en este caso, tres tramos) sus longitudes y sus pendientes (S_i), los demás parámetros se determinan con las expresiones comentadas anteriormente y en las tablas siguientes para las otras nueve cuencas.

Se resalta en color los datos de los parámetros para poder identificarlos más claramente.

Por otro lado, se han determinado los usos de suelo actuales, con el auxilio del programa Google Earth.

En el Anexo “D” “Uso del Suelo en las Cuencas de Estudio”, nuevamente se presentan los usos de suelo de cada cuenca con detalle, de manera general se muestran en la Figura II.9 “Uso del suelo en las cuencas de estudio”.

El resumen de los parámetros fisiográficos de las cuencas de estudio se presentan en la Tabla II.12 “Parámetros fisiográficos de las cuencas de estudio”, los coeficientes de escurrimientos se definen más adelante.

II.2.7.3 DEFINICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DE DISEÑO.

Las estaciones climatológicas de la zona de estudio son cuatro: San Marcos Jilotzingo, Huehuetoca, Presa Alemán Tepetzotlán y Tultepec, además se verificó la información de la estación Santo Tomás, las cuales se presentan en la Figura II.10 “Ubicación de las estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio”.

TABLA II.2 “PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS DE LA CUENCA 1”.

CUENCA 01				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2268	2260	254.51	0.03143295	1435.53003
2260	2250	624.87	0.01600333	4939.51731
2250	2248	243.13	0.00822605	2680.66675
Longitud cauce principal		1122.51		9055.7141
	S=	0.0154	pendiente media	
	Área (km²)=	0.6120	dato de AutoCAD	
	tc (h)=	0.3620	tiempo de concentracion	
	de(h)=	1.2033	duración efectiva	
	tr(h)=	0.2172	tiempo de retraso	
	tp (h) =	0.8189	tiempo pico	
	tb(h)=	2.1864	tiempo base	
	velocidad (km/h)=	3.1008	velocidad	
	velocidad (m/s)=	0.8620	velocidad	

TABLA II.3 “PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS DE LA CUENCA 2”.

CUENCA 02				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2325	2320	51.48	0.0971251	165.185836
2320	2310	89.08	0.11225864	265.870598
2310	2300	106.55	0.09385265	347.800483
2300	2290	177.15	0.05644934	745.610019
2290	2280	151.57	0.06597612	590.092203
2280	2270	166.31	0.06012868	678.230858
2270	2260	266.05	0.03758692	1372.28683
2260	2250	645.02	0.0155034	5180.35797
2250	2248	75.84	0.02637131	467.016784
Longitud cauce principal		1729.05		9812.45158
	S=	0.0310	pendiente media	
	Área (km²)=	1.2690	dato de AutoCAD	
	tc (h)=	0.3851	tiempo de concentracion	
	de(h)=	1.2411	duración efectiva	
	tr(h)=	0.2310	tiempo de retraso	
	tp (h) =	0.8516	tiempo pico	
	tb(h)=	2.2738	tiempo base	
	velocidad (km/h)=	4.4901	velocidad	
	velocidad (m/s)=	1.2482	velocidad	

TABLA II.4 “PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS DE LA CUENCA 3”.

CUENCA 03				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2358	2330	176.75	0.15841584	444.078879
2330	2320	367.26	0.02722867	2225.66832
2320	2310	351.35	0.02846165	2082.61953
2310	2300	259.06	0.0386011	1318.56196
2300	2290	143.31	0.0697788	542.518739
2290	2280	354.85	0.02818092	2113.81616
2280	2270	154.41	0.06476264	606.75468
2270	2260	409.54	0.02441764	2620.86402
2260	2250	447.14	0.02236436	2989.95935
2250	2248	247.41	0.00808375	2751.76204
Longitud cauce principal		2911.08		17696.6037
S=	0.0271	pendiente media		
Área (km ²)=	2.8030	dato de AutoCAD		
tc (h)=	0.6064	tiempo de concentracion		
de(h)=	1.5574	duración efectiva		
tr(h)=	0.3638	tiempo de retraso		
tp (h) =	1.1426	tiempo pico		
tb(h)=	3.0506	tiempo base		
velocidad (km/h)=	4.8006	velocidad		
velocidad (m/s)=	1.3346	velocidad		

TABLA II.5 “PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS DE LA CUENCA 4”.

CUENCA 04				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2300	2290	100.74	0.09926544	319.74438
2290	2280	281.4	0.0355366	1492.74677
2280	2270	139.16	0.07185973	519.124625
2270	2260	129.91	0.07697637	468.235001
2260	2250	104.86	0.09536525	339.558636
2250	2247	393.6	0.00762195	4508.3955
Longitud cauce principal		1149.67		7647.80491
S=	0.0226	pendiente media		
Área (km ²)=	0.3240	dato de AutoCAD		
tc (h)=	0.3178	tiempo de concentracion		
de(h)=	1.1275	duración efectiva		
tr(h)=	0.1907	tiempo de retraso		
tp (h) =	0.7545	tiempo pico		
tb(h)=	2.0144	tiempo base		
velocidad (km/h)=	3.6171	velocidad		
velocidad (m/s)=	1.0056	velocidad		

TABLA II.6 “PARÁMETROS FISIOGRÁFICOS DE LA CUENCA 5”.

CUENCA 05				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2352	2330	34.4	0.63953488	43.0156335
2330	2320	289.56	0.03453516	1558.14493
2320	2310	123.89	0.08071676	436.068162
2310	2300	95.16	0.10508617	293.549706
2300	2290	111.91	0.08935752	374.371986
2290	2280	114.53	0.08731337	387.595647
2280	2270	101.47	0.0985513	323.226151
2270	2260	105.38	0.09489467	342.087568
2260	2250	188.78	0.05297171	820.226833
2250	2248	477.31	0.00419015	7373.70573
Longitud cauce principal		1642.39	11908.9767	
S=	0.0190	pendiente media		
Área (km ²)=	1.5930	dato de AutoCAD		
tc (h)=	0.4470	tiempo de concentracion		
de(h)=	1.3372	duración efectiva		
tr(h)=	0.2682	tiempo de retraso		
tp (h) =	0.9368	tiempo pico		
tb(h)=	2.5012	tiempo base		
velocidad (km/h)=	3.6743	velocidad		
velocidad (m/s)=	1.0214	velocidad		

TABLA II.7 “PARÁMETROS FISIOGRÁFICOS DE LA CUENCA 6”.

CUENCA 06				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2320	2310	96.55	0.10357328	300.004948
2310	2300	97	0.10309278	302.104783
2300	2290	124.23	0.08049585	437.864492
2290	2280	71.33	0.14019347	190.505859
2280	2270	156.98	0.06370238	621.965775
2270	2260	80.57	0.12411568	228.696778
2260	2250	77.88	0.12840267	217.339625
2250	2249	134.47	0.0074366	1559.33026
Longitud cauce principal		839.01	3857.81252	
S=	0.0473	pendiente media		
Área (km ²)=	0.4220	dato de AutoCAD		
tc (h)=	0.1877	tiempo de concentracion		
de(h)=	0.8664	duración efectiva		
tr(h)=	0.1126	tiempo de retraso		
tp (h) =	0.5458	tiempo pico		
tb(h)=	1.4573	tiempo base		
velocidad (km/h)=	4.4710	velocidad		
velocidad (m/s)=	1.2429	velocidad		

TABLA II.8 “PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS DE LA CUENCA 7”.

CUENCA 07				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2365	2360	36.89	0.13553809	100.202367
2360	2330	74.97	0.40016006	118.514268
2330	2320	88.41	0.11310938	262.876695
2320	2310	81.69	0.122414	233.481967
2310	2300	86.43	0.11570057	254.09538
2300	2290	99.02	0.1009897	311.590625
2290	2280	147.97	0.06758127	569.194259
2280	2270	122.94	0.08134049	431.062073
2270	2260	111.05	0.09004953	370.064857
2260	2250	194.77	0.05134261	859.573655
2250	2248	562.6	0.00355492	9435.92747
Longitud cauce principal		1606.74		12946.5836
S=	0.0154	pendiente media		
Área (km ²)=	0.8380	dato de AutoCAD		
tc (h)=	0.4767	tiempo de concentracion		
de(h)=	1.3809	duración efectiva		
tr(h)=	0.2860	tiempo de retraso		
tp (h) =	0.9765	tiempo pico		
tb(h)=	2.6071	tiempo base		
velocidad (km/h)=	3.3706	velocidad		
velocidad (m/s)=	0.9370	velocidad		

TABLA II.9 “PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS DE LA CUENCA 8”.

CUENCA 08				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2300	2290	146.97	0.0680411	563.433988
2290	2280	203.45	0.04915213	917.670015
2280	2270	247.67	0.04037631	1232.56578
2270	2260	272.93	0.03663943	1425.86009
2260	2250	474.4	0.02107926	3267.51072
2250	2248	612.36	0.00326605	10715.0752
Longitud cauce principal		1957.78		18122.1158
S=	0.0117	pendiente media		
Área (km ²)=	1.8240	dato de AutoCAD		
tc (h)=	0.6176	tiempo de concentracion		
de(h)=	1.5717	duración efectiva		
tr(h)=	0.3706	tiempo de retraso		
tp (h) =	1.1564	tiempo pico		
tb(h)=	3.0877	tiempo base		
velocidad (km/h)=	3.1700	velocidad		
velocidad (m/s)=	0.8813	velocidad		

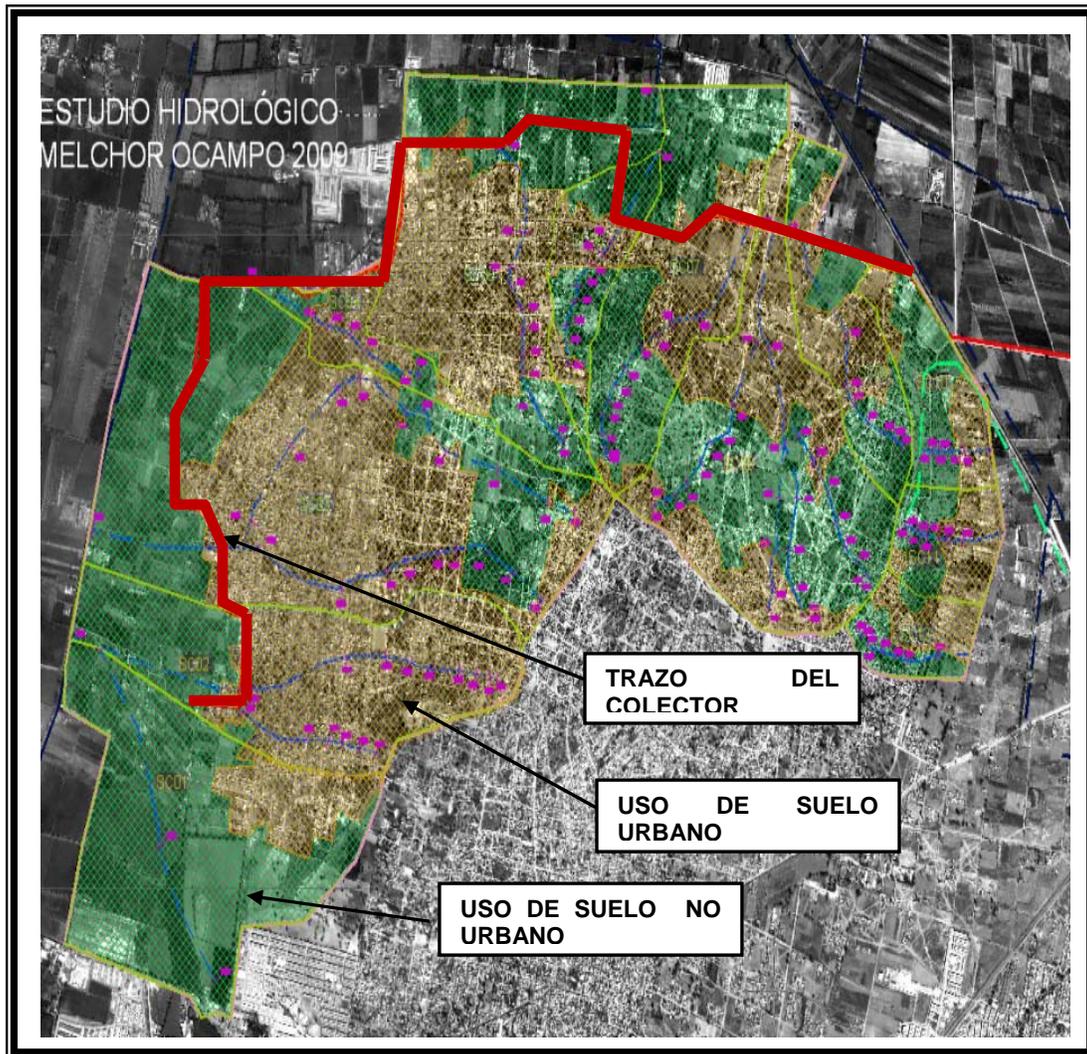
TABLA II.10 “PARÁMETROS FISIOGRAFICOS DE LA CUENCA 9”.

CUENCA 09				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2310	2300	62.78	0.1592864	157.301175
2300	2290	103.46	0.09665571	332.781145
2290	2280	92.49	0.1081198	281.282148
2280	2270	132.97	0.07520493	484.875793
2270	2260	113.72	0.08793528	383.491089
2260	2250	228.04	0.04385196	1088.97159
2250	2248	584.96	0.00341904	10004.0132
Longitud cauce principal		1318.42		12732.7162
S=	0.0107	pendiente media		
Área (km ²)=	0.5440	dato de AutoCAD		
tc (h)=	0.4706	tiempo de concentracion		
de(h)=	1.3720	duración efectiva		
tr(h)=	0.2824	tiempo de retraso		
tp (h) =	0.9684	tiempo pico		
tb(h)=	2.5856	tiempo base		
velocidad (km/h)=	2.8014	velocidad		
velocidad (m/s)=	0.7788	velocidad		

TABLA II.11 “PARÁMETROS FISIOGRAFICOS DE LA CUENCA 10”.

CUENCA 10				
COTA SUP	COTA INF	LONG	Si	Li/Si ^{1/2}
2300	2290	59.52	0.16801075	145.209284
2290	2280	48.48	0.20627063	106.744109
2280	2270	34.53	0.28960324	64.1645079
2270	2260	44.88	0.2228164	95.0778325
2260	2250	76.75	0.13029316	212.626591
2250	2248	748.89	0.00267062	14491.4569
Longitud cauce principal		1013.05		15115.2792
S=	0.0045	pendiente media		
Área (km ²)=	0.4870	dato de AutoCAD		
tc (h)=	0.5371	tiempo de concentracion		
de(h)=	1.4657	duración efectiva		
tr(h)=	0.3222	tiempo de retraso		
tp (h) =	1.0551	tiempo pico		
tb(h)=	2.8171	tiempo base		
velocidad (km/h)=	1.8862	velocidad		
velocidad (m/s)=	0.5244	velocidad		

FIGURA II.9 “USOS DE SUELO EN LAS CUENCAS DE ESTUDIO”.



La estación Zumpango no cuenta con información suficiente para el análisis correspondiente.

En la Tabla II.13 “Precipitación media mensual histórica de las estaciones de la zona”, se presentan el resumen de los valores de precipitación media mensual histórica de las estaciones comentadas, la información fue extraída de la base de datos Extractor Rápido de Información Climatológica V3 (ERIC 3), desarrollado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

TABLA II.12 “PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS DE LAS CUENCAS DE ESTUDIO”.

CUENCA	AREA km ²	LONGITUD mts.	PENDIEN- TE ADIM	TIEMPO CONCENTRACION H	VELOCIDAD MEDIA m/s	USO DE SUELO URBA- NO %	USO DE SUELO NO URBANO %
SC01	0.612	1122	0.015	0.362	0.862	16	84
SC02	1.269	1729	0.031	0.385	1.248	72	28
SC03	2.803	2911	0.027	0.606	1.334	52	48
SC04	0.324	1149	0.022	0.317	1.005	68	32
SC05	1.593	1642	0.019	0.447	1.021	51	49
SC06	0.422	839	0.047	0.187	1.243	38	62
SC07	0.838	1606	0.015	0.476	0.937	38	62
SC08	1.824	1957	0.011	0.617	0.881	32	68
SC09	0.544	1318	0.010	0.470	0.779	7	93
SC10	0.487	1013	0.004	0.537	0.524	75	25

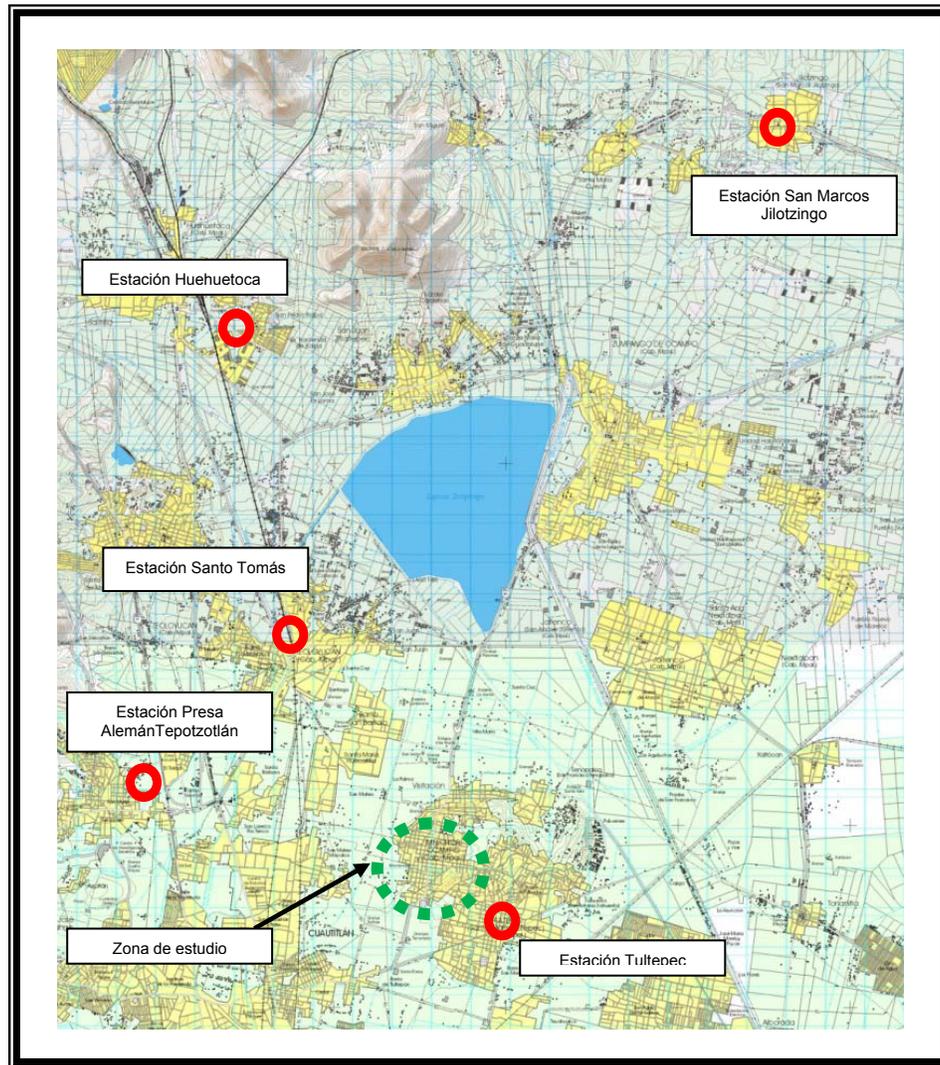
Estos valores promedio sirven para visualizar de manera general la relación que existe entre los datos de lluvia de dichas estaciones.

A partir de la Tabla II.13 “Precipitación media mensual histórica de las estaciones de la zona”, se puede observar que la precipitación media anual, obtenida por promedio aritmético, de la zona de estudio es de 617.9 mm.

En la gráfica de la Figura II.11 “Representación gráfica de la lluvia media mensual de las estaciones de la zona” se observa que la relación entre la información de dichas estaciones está muy relacionada y que la estación Tultepec se encuentra a su vez en la parte central de dichas gráficas, y que además tiene el valor de precipitación anual más cercana a la del promedio (617.4 mm y 617.9 mm,

respectivamente) por lo que puede considerarse como la más representativa de la zona de estudio a partir de este criterio.

FIGURA II.10 “UBICACIÓN DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS CERCANAS A LA ZONA DE ESTUDIO”.



Por otro lado, se analizaron las mismas lluvias medias anuales de las cuatro estaciones de la zona por el método de las isoyetas, mismas que se presentan en la Figura II.12 “Isoyetas medias anuales de la zona de estudio”. De esta figura, puede observarse que la altura de precipitación media del polígono involucrado es de 617.5 mm (nuevamente cercano a los 617.9 mm del promedio aritmético), por otro lado, se observa que la zona de estudio también se encuentra cortada

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

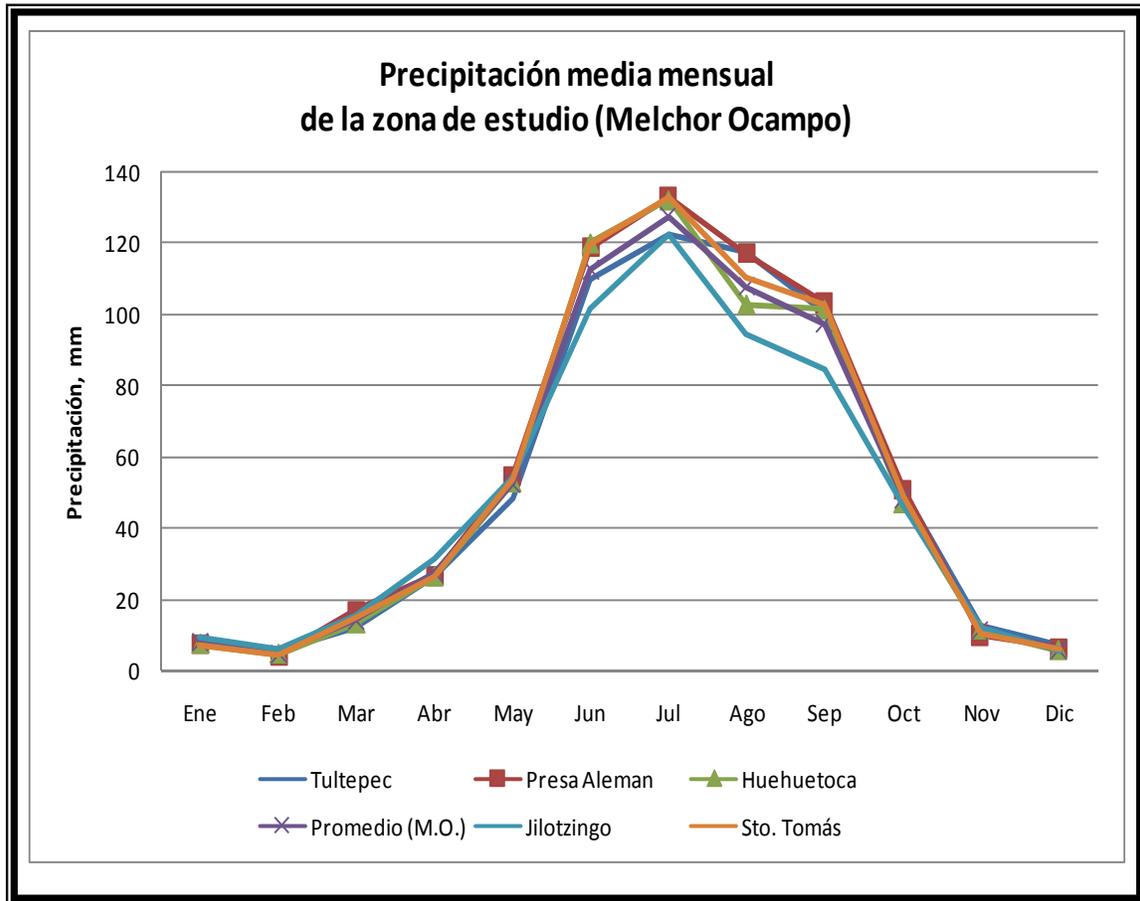
prácticamente a la mitad del polígono por la Isoyeta con valor 617.5 mm, y que a su vez es la isoyeta correspondiente al valor de la estación Tultepec. (Ver Anexo “E” “Trazo de Isoyetas y Polígonos de Thiessen en la zona de Estudio”).

TABLA II.13 “PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL HISTÓRICA DE LAS ESTACIONES DE LA ZONA”.

Mes	Tultepec Est. 15129 (1961-1991)	Presa Aleman Est. 15081 (1976-1983)	Huehuetoca Est. 15032 (1961-2000)	Sto. Tomás Est. 15115 (1989-2001)	Jilotzingo Est. 15096 (1961- 1987)	Promedio Aritmético
	(mm)					
Ene	8.7	7.3	7.4	7.4	9.2	8.2
Feb	5.2	4.2	4.6	4.4	5.6	4.9
Mar	11.6	16.7	13.1	14.9	14.9	14.1
Abr	26.1	26.6	26.3	26.5	30.9	27.5
May	48.2	54.6	52.8	53.7	54.3	52.5
Jun	109.4	118.7	120	119.4	101.6	112.4
Jul	122.1	133	132.1	132.6	122.4	127.4
Ago	117	117.3	102.8	110.1	94.3	107.9
Sep	100.1	103.2	101.4	102.3	84.2	97.2
Oct	50.1	50.8	46.9	48.9	45.7	48.4
Nov	12.2	9.8	11.4	10.6	12	11.4
Dic	6.7	6.3	5.6	6.0	5.2	6.0
Acum.	617.4	648.5	624.4	636.45	580.3	617.9

En la Figura II.13 “Polígonos de Thiessen de la zona de estudio”, se muestran los polígonos de Thiessen de las estaciones en la zona de estudio. Con este criterio puede observarse que la estación Tultepec es la más representativa de la zona de estudio. (Ver Anexo “E” “Trazo de Isoyetas y Polígonos de Thiessen en la Zona de Estudio”).

FIGURA II.11 “REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA LLUVIA MEDIA MENSUAL DE LAS ESTACIONES DE LA ZONA”.



II.2.7.4 DEFINICIÓN DE TORMENTAS DE DISEÑO.

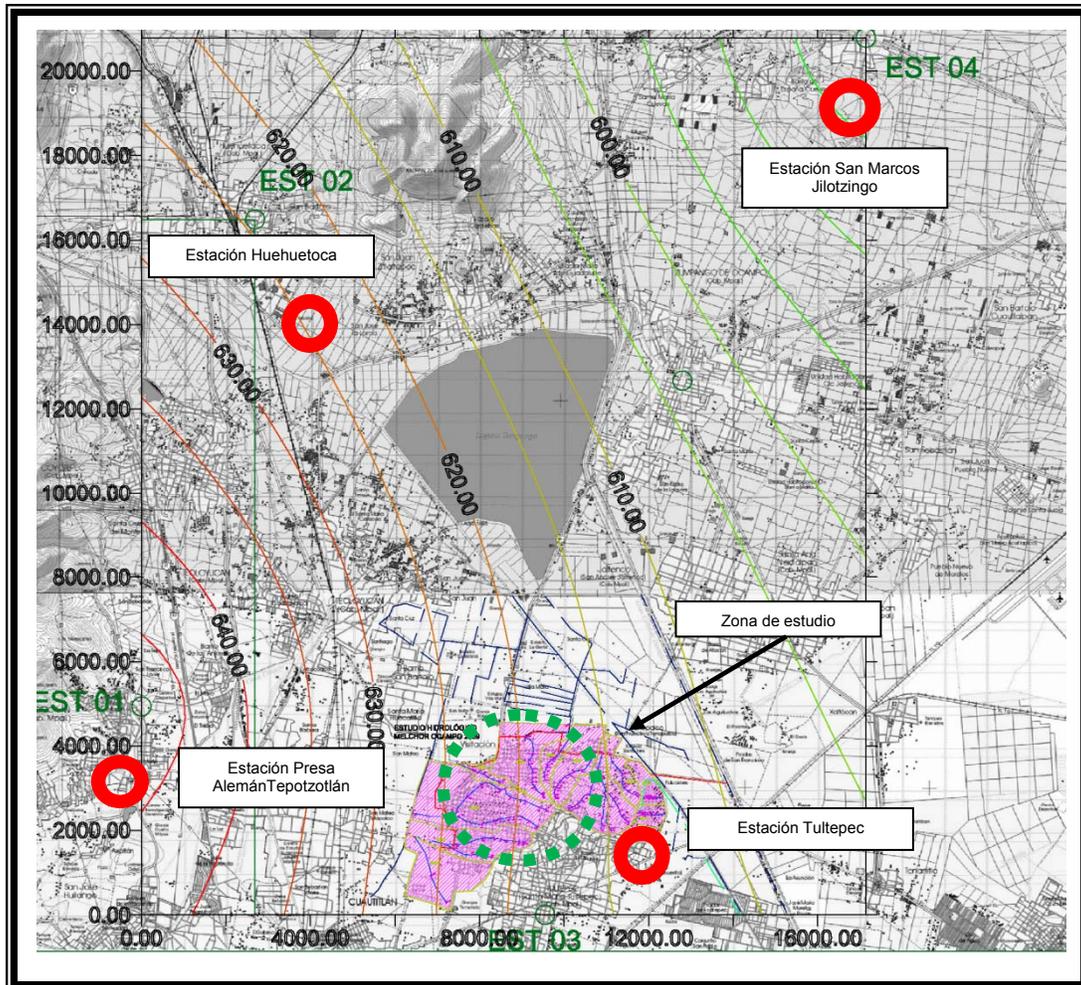
Tormenta es la lluvia ocasionada por una perturbación meteorológica bien definida y que puede durar desde unos minutos hasta varias horas o días. La tormenta se define por su intensidad, duración y frecuencia. Para determinar los caudales de escurrimiento que constituyen al drenaje superficial en un proyecto como el que se estudia, entre otra información básica, es necesario precisar la tormenta de diseño.

Para una cuneta, un colector o un emisor superficial en general, la tormenta de diseño será aquella que ubicada en la posición adecuada y con la extensión de cuenca tributaria para una frecuencia convenientemente elegida, dará en ese punto el máximo escurrimiento superficial. En la red de drenaje superficial, uno de

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

cuyos objetos es proteger a la infraestructura general del proyecto contra las inundaciones provocadas por una o varias lluvias en sucesión, cuando se emprende el diseño hidráulico de la misma, uno de los datos que interesa conocer es la tormenta de gran intensidad y poca duración o la de amplia duración y poca

FIGURA II.12 “ISOYETAS MEDIAS ANUALES DE LA ZONA DE ESTUDIO”.

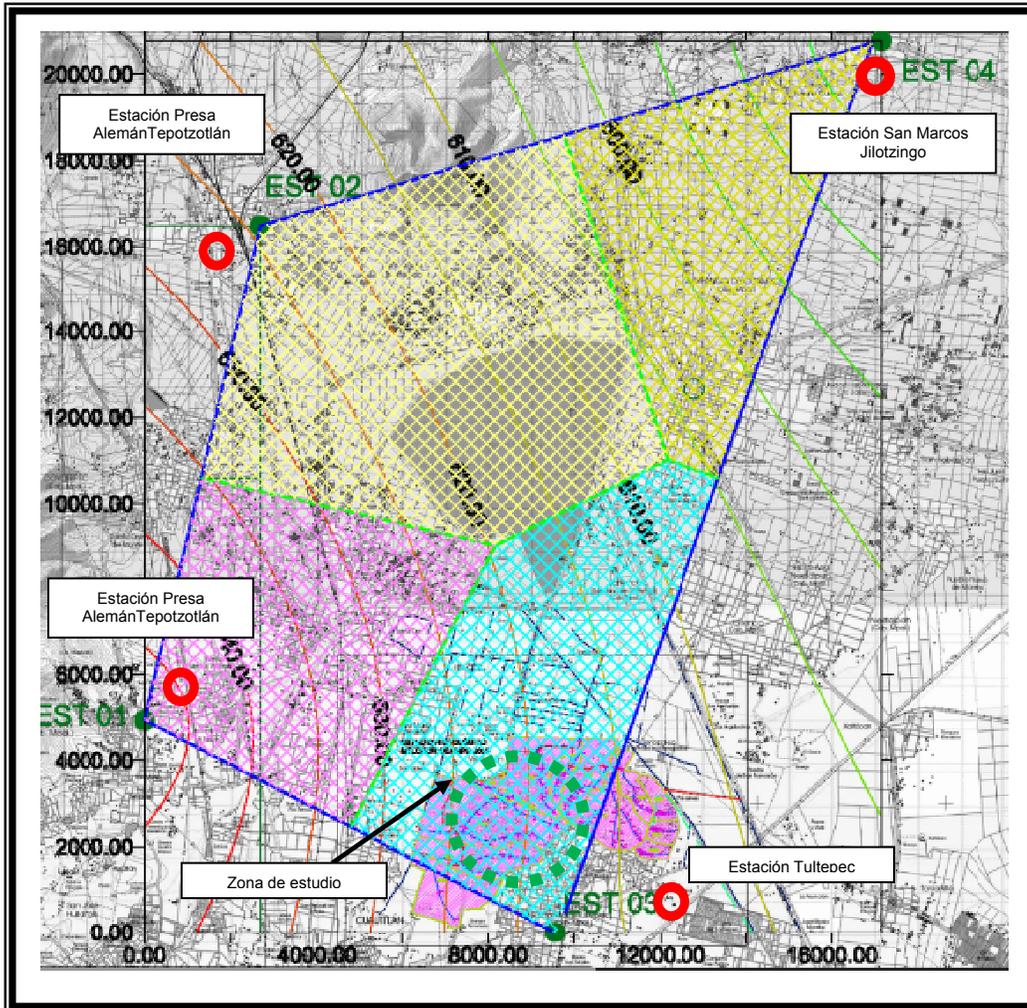


intensidad, que puedan causar la posible inundación y los daños correspondientes.

A partir de los análisis especiales y de promedios generales de las lluvias mensuales de la zona de estudio se observó que la estación Tultepec es la más representativa y tiene información de lluvia de los años 1961 a 2000 en forma

consecutiva, por lo que se procede a analizar dicha estación para determinar las curvas de Intensidad – duración – periodo de retorno (I-d-Tr).

FIGURA II.13 “POLÍGONOS DE THIESSEN DE LA ZONA DE ESTUDIO”.



En la Tabla II.14 “Precipitación máxima diaria”, se muestran los valores de precipitación máxima diaria de los años 1961 a 2000 de la estación Tultepec, mismos que se utilizarán para proyectar las lluvias diarias máximas para los Periodos de retorno (Tr) y de diseño para este estudio.

**TABLA II.14 “PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA EN LA ESTACIÓN
 TULTEPEC, MÉXICO”.**

AÑO	HP24 MÁX						
1961	40.5	1971	43.5	1981	57.5	1991	37.2
1962	40.5	1972	40.2	1982	65.6	1992	45.6
1963	40.3	1973	42	1983	33.7	1993	43.61
1964	30.2	1974	42	1984	42.2	1994	41.5
1965	46.2	1975	65.1	1985	32.8	1995	51.2
1966	35.3	1976	48.2	1986	59.8	1996	54.2
1967	61.7	1977	23.3	1987	68.7	1997	38.1
1968	45.3	1978	48.2	1988	39.3	1998	39.2
1969	55.2	1979	55.2	1989	24.1	1999	43.6
1970	40.1	1980	26.2	1990	22.3	2000	50.1

Con la información presentada, se procedió a determinar las proyecciones para diferentes Tr (2, 5, 10, 20 y 50 años). Para ello se utilizó el programa de cómputo AX, desarrollado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

Se realiza la extrapolación para diferentes períodos de retorno, con este procedimiento lo que se obtiene es la lluvia máxima en 24 horas.

II.2.7.5 ANÁLISIS DE FRECUENCIAS.

El análisis de frecuencias permite determinar los eventos de diseño a partir de una serie de datos. El objetivo del análisis de frecuencias es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia, mediante el uso de distribuciones de probabilidad. Para aplicar dichos métodos las variables hidrológicas deben ser independientes y los parámetros de las distribuciones se deben obtener por diversos métodos, que se ajusten a la muestra de cada estación; con ello se extrapola para determinar los eventos de diseño asociados a una probabilidad de no-ocurrencia denominado comúnmente como periodo de retorno y denotado como Tr.

La magnitud de eventos extremos tales como tormentas, avenidas y sequías, están inversamente relacionados con su frecuencia de ocurrencia, es decir,

eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos moderados. En la Tabla II.15 “Funciones de distribución de probabilidad” se agrupan las distintas funciones de probabilidad con las que se pueden analizar las series de datos.

II.2.7.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE FRECUENCIAS.

Una vez que se ajustó la muestra de datos a las diferentes funciones de distribución de probabilidades, se selecciona aquella que presenta el menor error estándar de ajuste, el cual se define por la siguiente expresión:

$$EE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Xe_i - X0_i)^2}{N - P}}$$

Donde:

Xe_i es el i ésimo dato estimado con la fórmula de Weibull.

$X0_i$ es el i ésimo dato calculado con la función de distribución de probabilidades.

N es el número de datos de la muestra.

P es el número de parámetros de la función de ajuste.

En la Tabla II.16 “Resumen de los mínimos errores cuadráticos”, se presenta un resumen de los errores estándar de ajuste para las diferentes funciones de distribución de probabilidad y el método de ajuste de parámetros.

Una vez seleccionada la función de ajuste, se procede a extrapolar los datos para períodos de retorno mayores al registro histórico, dichos valores se muestran en la Figura II.14 “Resultados de la extrapolación de Hp24 para diferentes Tr”.

Hasta este momento la información que se generó son lluvias máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno, sin embargo, es necesario determinar la cantidad de lluvia para duraciones menores a 24 horas, ya que como se verá más adelante es necesario para estimar el gasto en función del tiempo de concentración de cada subcuenca de la cuenca de estudio.

Relación de la lluvia de 1 hora a la lluvia de 24 horas.

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

Para obtener la lluvia de una hora de duración, existen varios criterios siendo el más completo el criterio propuesto por el United State Weather Bureau, ya que toma en cuenta las características propias de la estación base.

TABLA II.15 “FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD”.

Nombre	Función	Parámetros
Normal estandarizada	$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad t = \frac{x-\alpha}{\beta}$ <p style="text-align: center;">donde</p>	α y β
Lognormal	$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad t = \frac{\ln(x-\delta)-\alpha}{\beta}$ <p style="text-align: center;">donde</p>	α , β y δ
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$	α : Parámetro de forma. β : Parámetro de escala.
Exponencial	$F(x) = 1 - e^{-\frac{x-\beta}{\alpha}}$	α y β
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \times \int_{\delta}^x \left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}} dx$ <p>$\Gamma(\beta)$: Función matemática Gamma</p>	α , β y δ
Gumbel mixta	$F(x) = P\left(e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}}\right) + (1-P)\left(e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}}\right)$	α_1 , β_1 , α_2 , β_2 y P

TABLA II.16 “RESUMEN DE LOS MÍNIMOS ERRORES CUADRÁTICOS, AX”.

Resumen de errores estándar Archivo analizado: TULTEPEC.TXT				
Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	2.374	-----	2.374	-----
Lognormal	2.570	2.266	2.403	2.436
Gumbel	2.811	-----	2.504	-----
Exponencial	4.367	-----	26.102	-----
Gamma	2.262	42.686	2.247	11111.000
Doble Gumbel	2.693			

Mínimo error estándar: 2.262

Calculado por la función: Gamma (momentos) 2 p.

Para la aplicación se toma en cuenta el promedio de las precipitaciones máximas anuales afectado por el factor de duración.

El número promedio de tormentas apreciables según el análisis estadístico de las lluvias es de 96 días. Con ésta información y con ayuda de la Figura II.15 “Relación para encontrar la lluvia de una hora y periodo de retorno” se obtiene la precipitación de 1 hora y 2 años de período de retorno.

Posteriormente se obtiene el coeficiente para pasar de lluvia de 24 horas a lluvia de una hora, el valor resultante es consistente para los restantes períodos de retorno utilizados.

$$r = \frac{hp_{1hora}^{Tr=2años}}{hp_{24hora}^{Tr=2años}} = \frac{37}{55.5} = 0.66$$

Con el dato anterior se realiza una interpolación y se obtienen las curvas Precipitación-duración-Período de retorno (Figura II.16 “Curvas I – D – TR “ y

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

Tabla II.17 “Intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno”) y al dividir la altura de precipitación entre la duración se obtienen las curvas Intensidad-duración-Período de retorno. El rango de análisis es en horas.

**FIGURA II.14 “RESULTADOS DE LA EXTRAPOLACIÓN DE HP24
PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO”.**

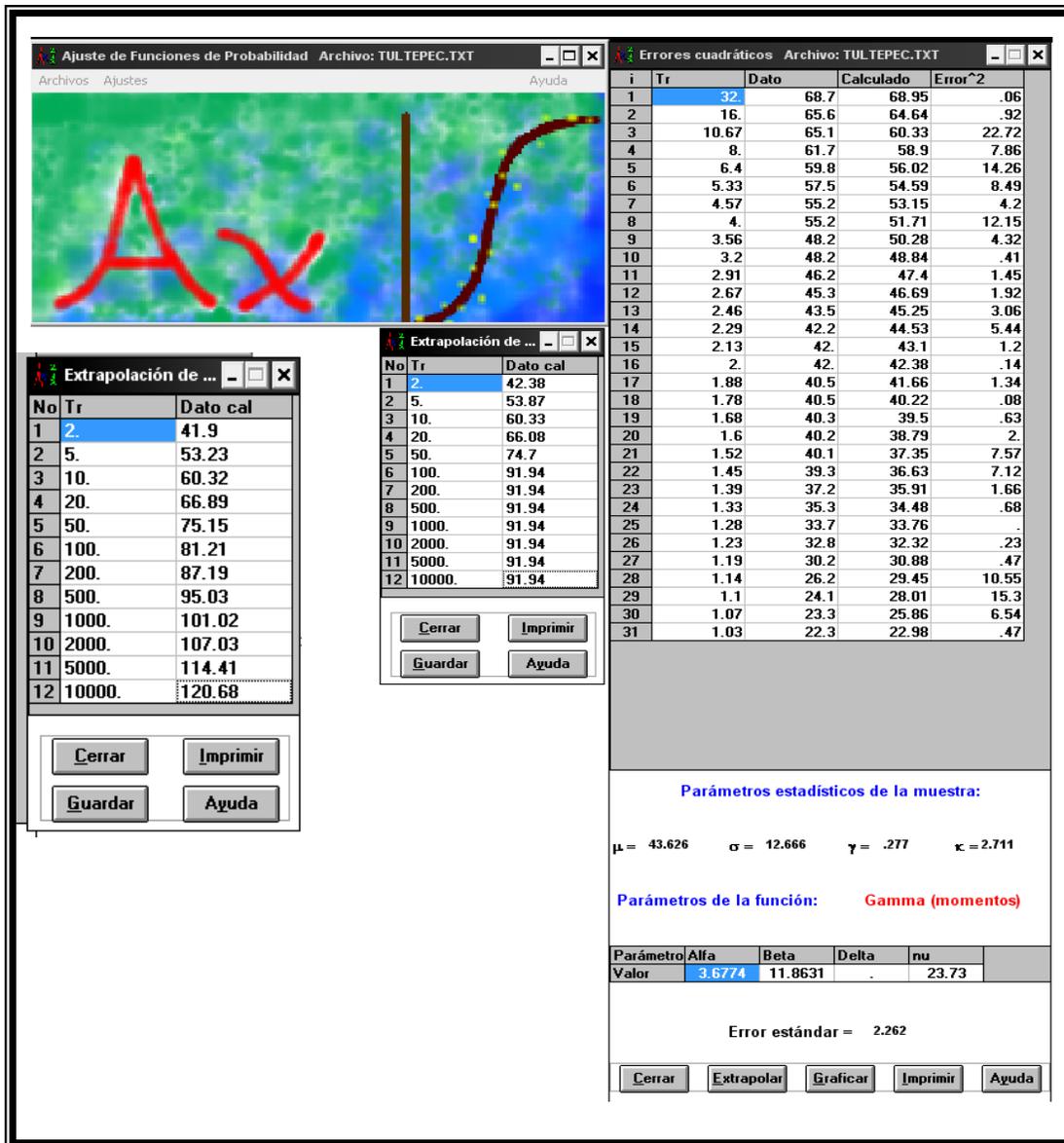


FIGURA II.15 "RELACIÓN PARA ENCONTRAR LA LLUVIA DE UNA HORA Y PERÍODO DE RETORNO DE 2 AÑOS Y PERÍODO DE RETORNO DE 2 AÑOS".

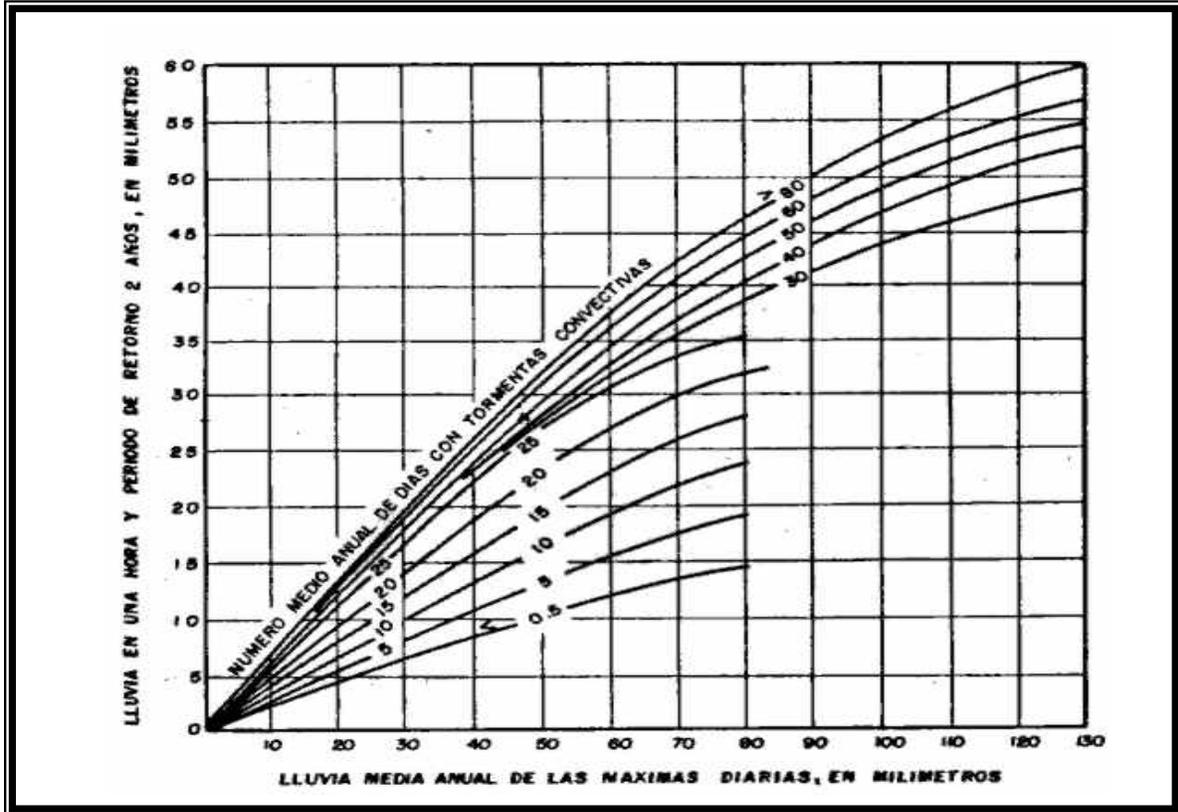
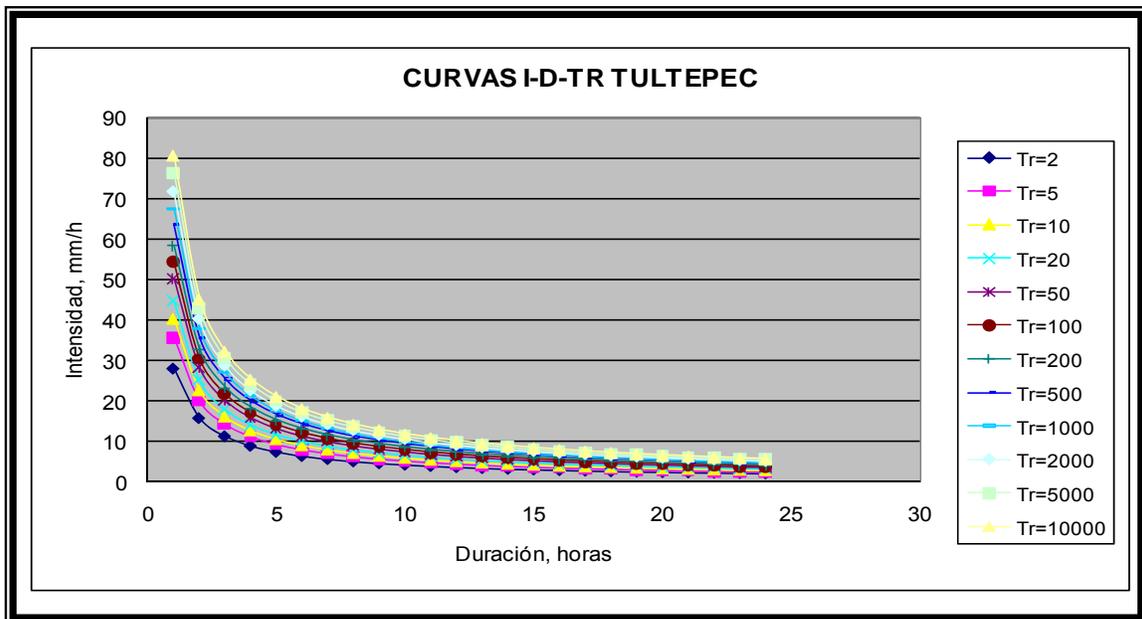


FIGURA II.16 "CURVAS I-D-TR EN LA ZONA DE ESTUDIO".



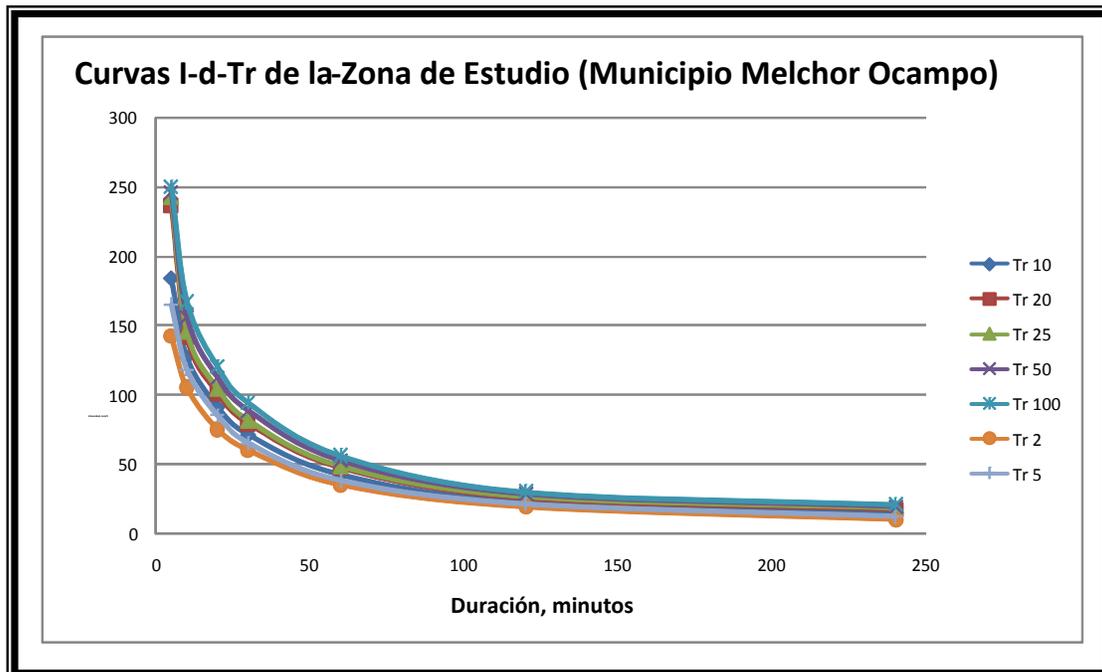
Hasta aquí se han obtenido los valores hidrológicos de intensidad que se utilizan en la fórmula racional. En adelante es necesario utilizar algunos parámetros geomorfológicos para concluir con el diseño.

Debe recordarse que en el inciso II.2.7.2 “Características fisiográficas de la cuenca”, se obtuvieron dichos parámetros, como el tiempo de concentración, áreas, coeficientes de escurrimiento, etc.

II.2.7.7 CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN – PERIODO DE RETORNO (I-D-TR) ISOYETAS POR CAMINOS Y PUENTES FEDERALES (CAPUFE).

Las intensidades de lluvia para el cálculo de los gastos de diseño, se obtuvieron de las curvas I-d-Tr calculadas por Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), versión 2000, en la Figura II.17 “Curvas Intensidad – Duración – Periodo de Retorno de la zona de estudio”, se presentan las curvas I-d-Tr correspondientes a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25 y 50 años de la zona de estudio. El rango de análisis es en minutos, y los valores de horas son parecidos a los obtenidos por el método anterior.

FIGURA II.17 “CURVAS I-D-TR DE LA ZONA DE ESTUDIO”.



II.2.8 GASTOS DE DISEÑO.

Para obtener el gasto de diseño existen varios métodos, pero dado el tamaño de cuenca con las que se trabajan en este estudio (pequeñas, menores a 100 km²), se utiliza el de la fórmula racional, con el dato obtenido de la fórmula racional (gasto pico) se dimensionan obras de drenaje (alcantarillas, cunetas, colectores, emisores, etc.) de la escala de este estudio.

El método que se describe a continuación, tiene como finalidad estimar las avenidas que producirá una tormenta en cada cuenca, los caudales de aportación de agua pluvial en un sistema de drenaje, dependen de múltiples factores, los más importantes son:

- Dimensiones del área por drenar, A.
- Forma del área por drenar, f.
- Pendiente del terreno, S.
- Intensidad de la lluvia, i.
- Coeficiente de impermeabilidad, k.

TABLA II.17 “INTENSIDADES DE LLUVIA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO”.

DURACION	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 25	Tr 50	Tr 100
5	142	165	184	236	242	246	250
10	105	118	127	141	145	156	167
20	75	85	91	101	104	112	120
30	60	65	71	79	81	88	94
60	35	38	42	47	48	52	56
120	19	21	22	25	26	28	30
240	10	12	15	17	18	19	21

La determinación de la función compleja del gasto $Q=F(A,f,S,i,k)$, condujo a los investigadores sobre este tema, a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionaran a todos los factores que intervienen en ella.

Uno de los primeros y más notables investigadores fue el ingeniero suizo Burkli-Ziegler, quien estableció la fórmula que lleva su nombre desde el año de 1878. Para establecerla se basó en mediciones directas y experimentos, por lo que ha dado en llamárseles empíricas; sin embargo, tiene la misma estructura que la fórmula racional y no difieren en el concepto fundamental. Por tal motivo, se resolvió utilizar el método racional americano en este estudio.

II.2.8.1 MÉTODO RACIONAL AMERICANO.

Es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escorrimento, su origen se remonta a 1851 ó 1889, de acuerdo a diversos autores; debido a su sencillez es uno de los más utilizados. Está basado en considerar que, sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un tiempo, de manera que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga. Este método permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, suponiendo que dicho máximo se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad aproximadamente constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca. La fórmula racional se define como:

$$Q_p = 0.278CiA$$

donde:

Q_p gasto de pico, en m^3/s .

C coeficiente de escurrimiento, adimensional.

I intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h).

A área de la cuenca (km^2).

0.278 factor de conversión de unidades.

El tiempo de concentración t_c para un punto dado, se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde ese punto hasta la salida de la

cuenca. Se ha calculado dentro del capítulo de parámetros fisiográficos de las cuencas que componen a la zona de estudio.

El coeficiente de escurrimiento tiene valores entre 0 y 1 y varía apreciablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra debido a las condiciones de humedad inicial. Sin embargo es común tomar valores de C representativos de acuerdo con ciertas características de las cuencas. Algunos de estos valores se presentan en la Tabla II.18 “Valores del coeficiente de escurrimiento”, los cuales generalmente son conservadores para que puedan ser usados para diseño.

A partir del análisis realizado en las imágenes aéreas, y de los recorridos de campo, se han propuesto valores de coeficiente de escurrimiento para uso de suelo urbano, de 0.1 y de uso de suelo no urbano de 0.18, con lo cual se pudieron determinar los valores del coeficiente de escurrimiento general de la cuenca en condiciones actuales.

Por otro lado, se debe tomar en cuenta que la proyección de la población a un horizonte de proyecto de 20 años (2030, para fines prácticos) es de 64 mil habitantes, contra los 46 mil al año 2005, por lo que se prevé que el incremento del uso de suelo urbano crezca aproximadamente un 25 %, ya que una parte de la población tiende a “crecer” las zonas urbanas en forma vertical. De esta manera, se propone un incremento del 10 % en el coeficiente de escurrimiento, lo que da como resultado el coeficiente de proyecto de la Tabla II.19 “Coeficiente de escurrimiento de las 10 cuencas de estudio”.

A partir del método del Instituto de Ingeniería ver Figura II.18 “Coeficientes de escurrimiento en la zona de estudio”, se han definido los valores de coeficiente de escurrimiento presentados en la Tabla II.19 “Coeficiente de escurrimiento de las 10 cuencas de estudio al año 2030”.

Con la información anterior y los valores de la intensidad de lluvia, es posible determinar los valores de los gastos de diseño de las 10 cuencas de estudio.

En la Tabla II.20 “Gastos de diseño en las cuencas de estudio”, se presentan los valores de los gastos de diseño (QD) para los Tr de 2, 5, 10, 20 y 50 años.

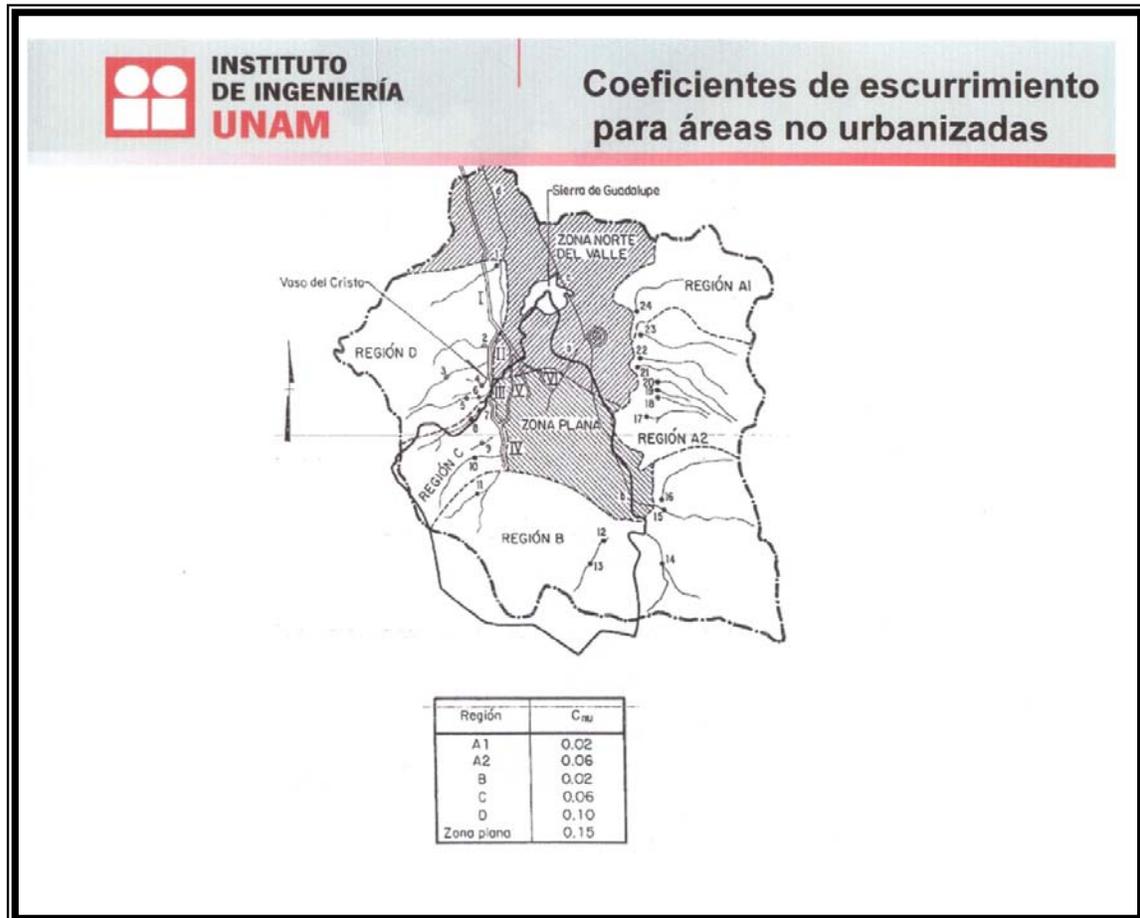
**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

El tiempo de concentración se utiliza para definir la duración de la tormenta de diseño. Por ejemplo, en la cuenca 1, en donde el tiempo de concentración es de 0.362 horas, se redondea la duración de la lluvia a 60 y 30 minutos, valor con el cual se obtiene el valor de la intensidad de lluvia para los periodos de retorno requeridos a partir de la Figura II.17 “Curvas I-D-Tr de la zona de estudio” y Tabla II.17 “Intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno”. Los gastos están dados en m³/s.

TABLA II.18 “VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO”.

TIPO DEL ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
ZONAS COMERCIALES		
Zona comercial	0.7	0.95
Vecindarios	0.5	0.7
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.3	0.5
Multifamiliares, espaciados	0.4	0.6
Multifamiliares, compactos	0.6	0.75
Semiurbanas	0.25	0.4
Casas habitación	0.5	0.7
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0.5	0.8
Compacto	0.6	0.9
CEMENTERIOS, PARQUES	0.1	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.2	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.2	0.4
ZONAS SUBURBANAS	0.1	0.3
CALLES		
Asfaltadas	0.7	0.95
De concreto hidráulico	0.7	0.95
Adoquinadas	0.7	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 o menos)	0.05	0.1
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.1	0.15
Suelos arenoso escarpados (0.07 o más)	0.15	0.2
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

FIGURA II.18 “COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO EN LA ZONA DE ESTUDIO, II-UNAM”.



Se selecciona el gasto de diseño para un periodo de retorno de 5 años (QD5), ya que es un diseño de drenaje pluvial para una zona urbana.

El más sencillo de los hidrogramas unitarios es el Hidrograma Unitario Triangular (HUT), desarrollado por el Soil Conservation Service del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos.

Este método se aplica a cuencas pequeñas y homogéneas y produce resultados aceptables en el cálculo de caudales de creciente generados por escurrimientos. La lluvia unitaria que se aplica al hidrograma es 1 mm de lluvia de exceso.

Las componentes del hidrograma unitario triangular se deducen de las características fisiográficas de la cuenca y se expresan por medio de las siguientes fórmulas:

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

$$T_p = D/2 + 0.6 T_c$$

Donde:

T_p : es el tiempo de pico.

D: es la duración en exceso.

T_c : es el tiempo de concentración.

**TABLA II.19 “COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LAS
10 CUENCAS DE ESTUDIO AL AÑO 2030”.**

Cuenca	% urbano	% no urbano	Ce1	Ce2	Ce general	Ce proyecto
1	16	84	0.1	0.18	0.17	0.18
2	72	28	0.1	0.18	0.12	0.13
3	52	48	0.1	0.18	0.14	0.15
4	68	32	0.1	0.18	0.13	0.14
5	51	49	0.1	0.18	0.14	0.15
6	38	62	0.1	0.18	0.15	0.16
7	38	62	0.1	0.18	0.15	0.16
8	32	68	0.1	0.18	0.15	0.17
9	7	93	0.1	0.18	0.17	0.19
10	75	25	0.1	0.18	0.12	0.13

**TABLA II.20 “GASTOS DE DISEÑO (QD) DE LAS 10 CUENCAS DE ESTUDIO
PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO”.**

CUENCA	ÁREA (km ²)	COEF. ESC. (adim)	T _c (h)	d (min)	12 (mm/h)	15 (mm/h)	110 (mm/h)	120 (mm/h)	150 (mm/h)	QD 2 (m ³ /s)	QD 5 (m ³ /s)	QD 10 (m ³ /s)	QD 20 (m ³ /s)	QD 50 (m ³ /s)
1	0.612	0.15	0.362	30.0	58	63	71	79.5	85.4	1.48	1.61	1.81	2.03	2.18
2	1.269	0.13	0.385	60.0	28	35.57	40.31	40.47	50.22	1.28	1.63	1.85	1.86	2.30
3	2.803	0.15	0.606	60.0	28	35.57	40.31	40.47	50.22	3.27	4.16	4.71	4.73	5.87
4	0.324	0.14	0.317	30.0	58	63	71	79.5	85.4	0.73	0.79	0.90	1.00	1.08
5	1.593	0.15	0.447	60.0	28	35.57	40.31	40.47	50.22	1.86	2.36	2.68	2.69	3.34
6	0.422	0.16	0.187	30.0	58	63	71	79.5	85.4	1.09	1.18	1.33	1.49	1.60
7	0.838	0.16	0.476	30.0	58	63	71	79.5	85.4	2.16	2.35	2.65	2.96	3.18
8	1.824	0.17	0.617	30.0	58	63	71	79.5	85.4	5.00	5.43	6.12	6.85	7.36
9	0.544	0.19	0.47	30.0	58	63	71	79.5	85.4	1.67	1.81	2.04	2.28	2.45
10	0.487	0.13	0.537	60.0	28	35.57	40.31	40.47	50.22	0.49	0.63	0.71	0.71	0.88

A continuación se presentan los HUT (Hidrograma Unitario Triangular) para las 10 cuencas y para el periodo de retorno de 5 años.

El hidrograma unitario se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria (generalmente de 1 mm), duración d_e y repartida uniformemente en la cuenca.

El método del hidrograma unitario fue desarrollado originalmente por Sherman en 1932, y está basado en las siguientes hipótesis:

a) Tiempo base constante. Para una cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independientemente del volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración de la lluvia en exceso.

FIGURA II.19 “HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 1”.

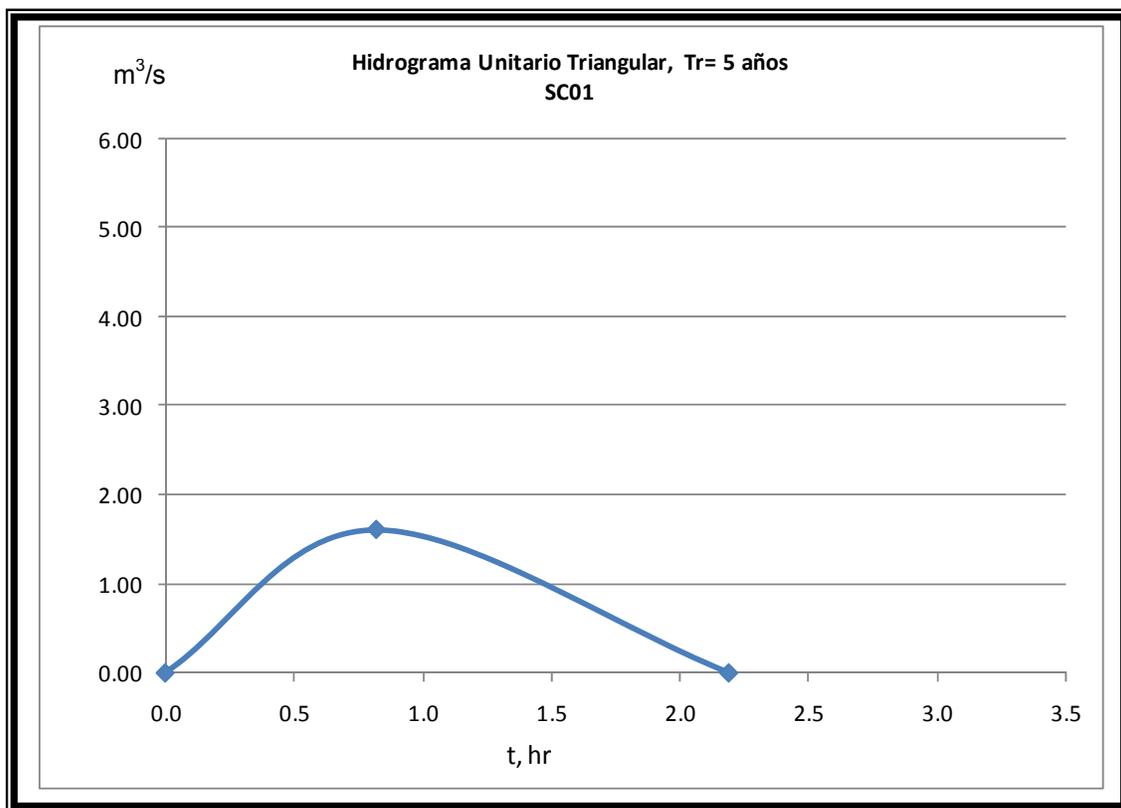


FIGURA II.20 “HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 2”.

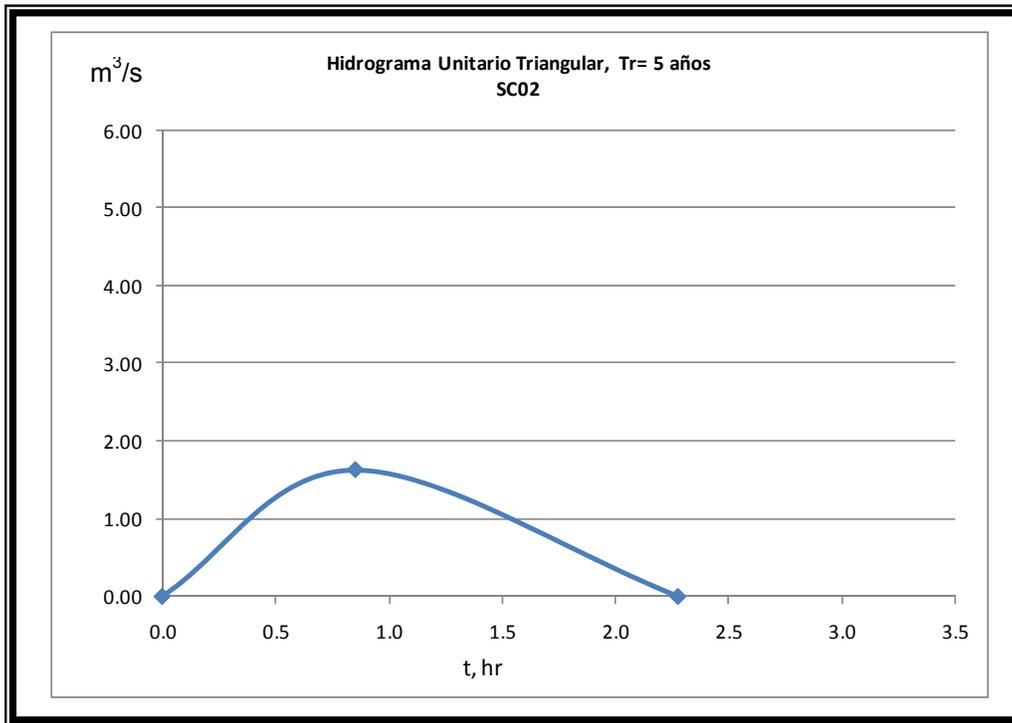


FIGURA II.21 “HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 3”.

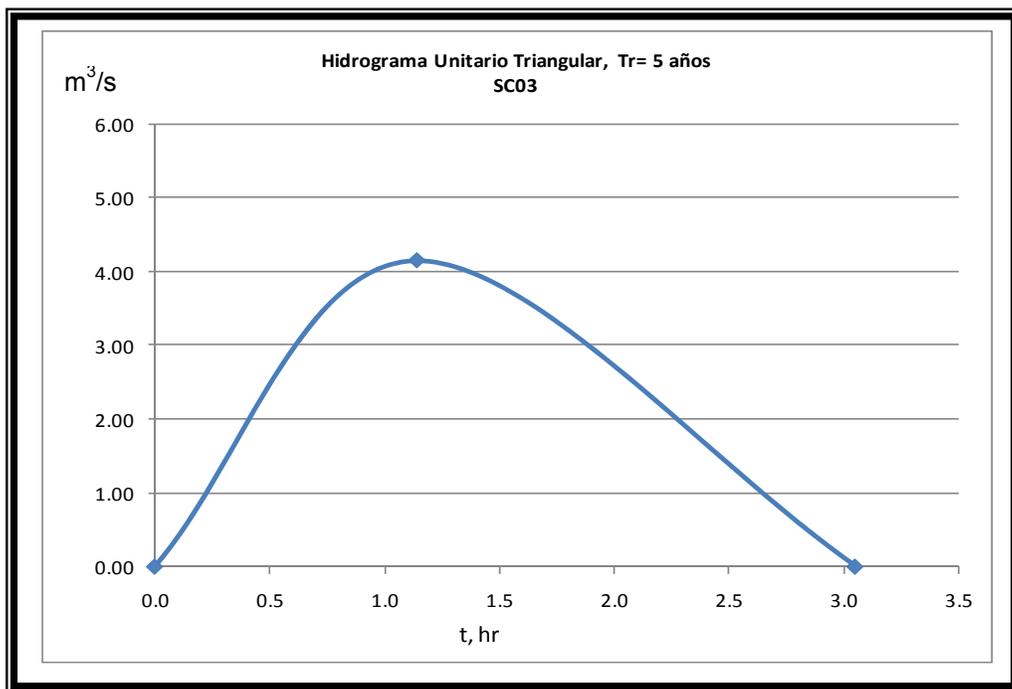


FIGURA II.22 "HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 4".

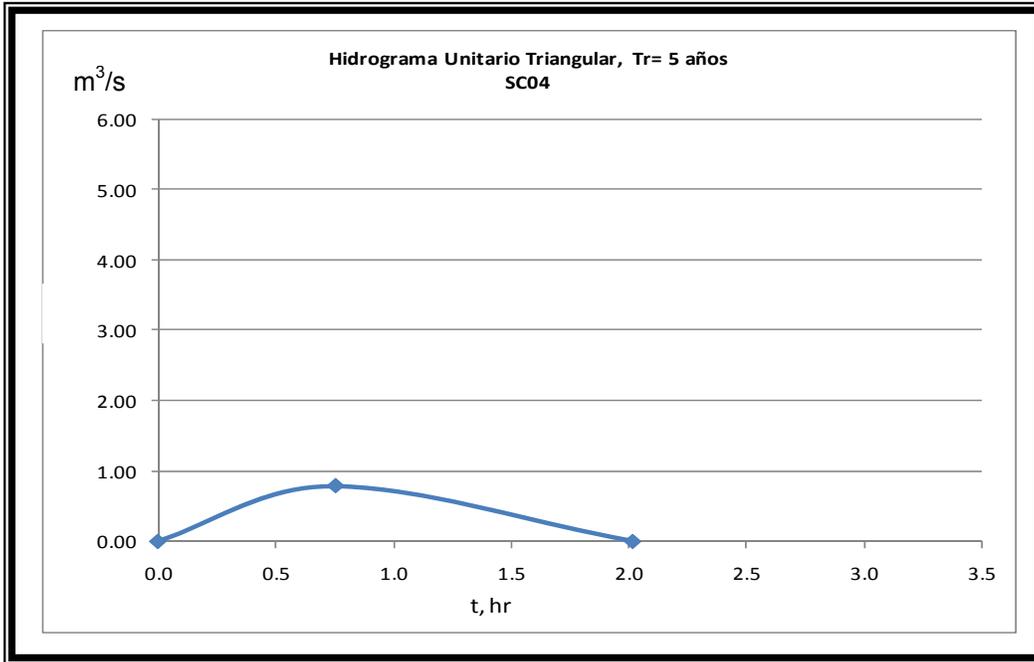


FIGURA II.23 "HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 5".

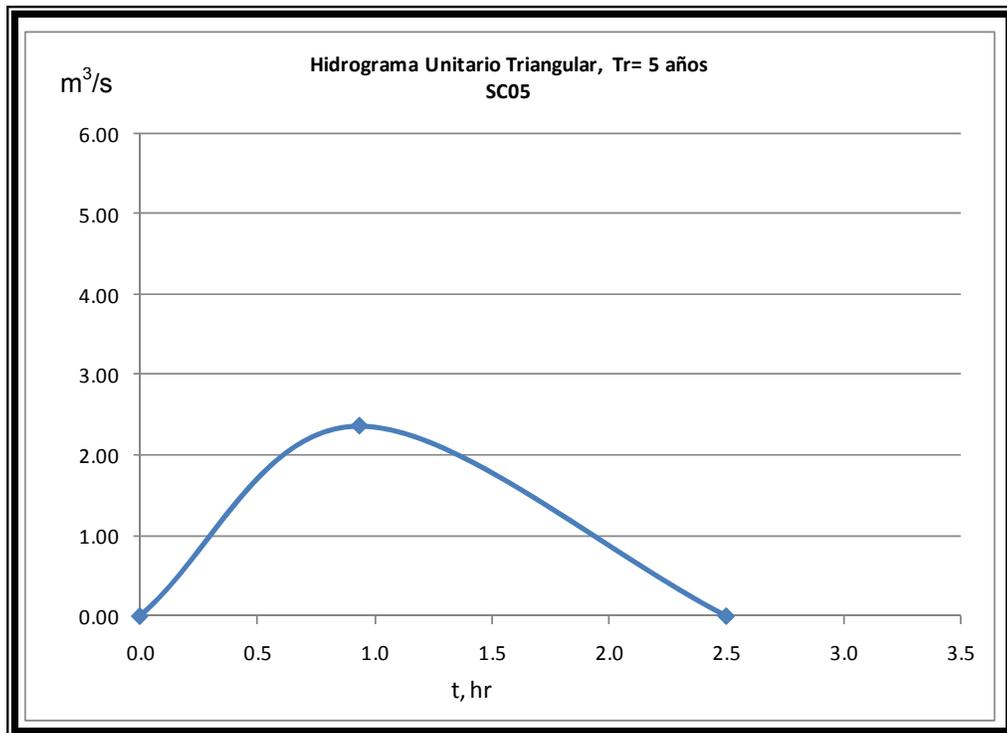


FIGURA II.24 “HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 6”.

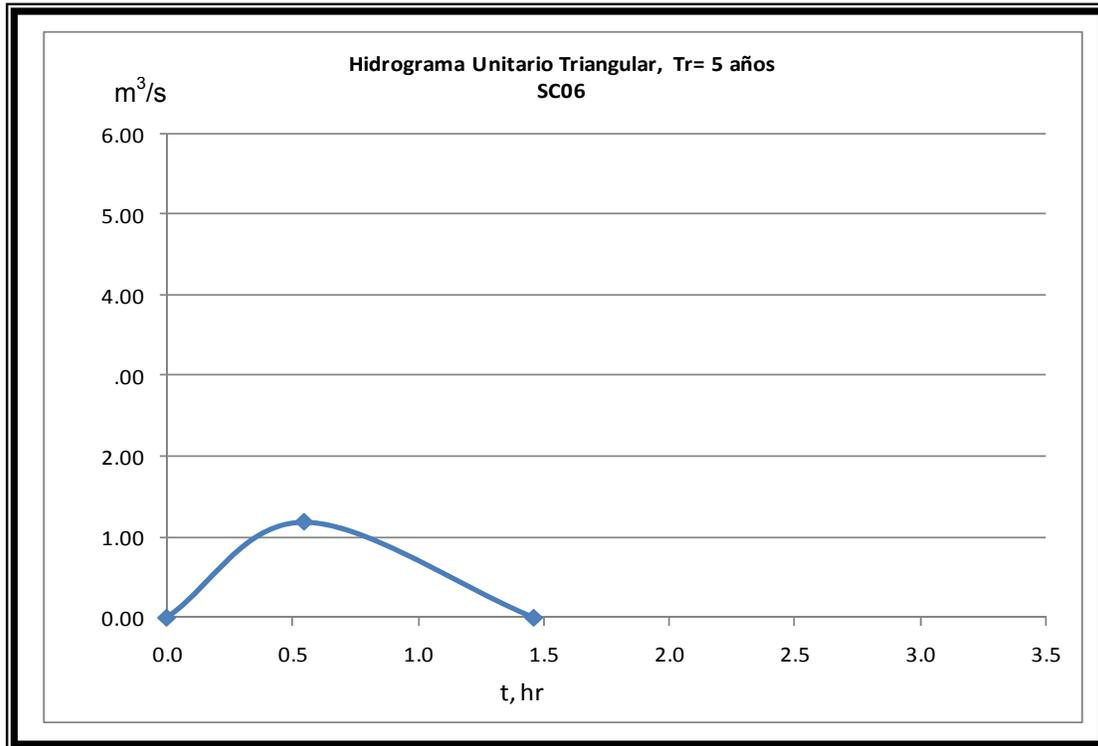


FIGURA II.25 “HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 7”.

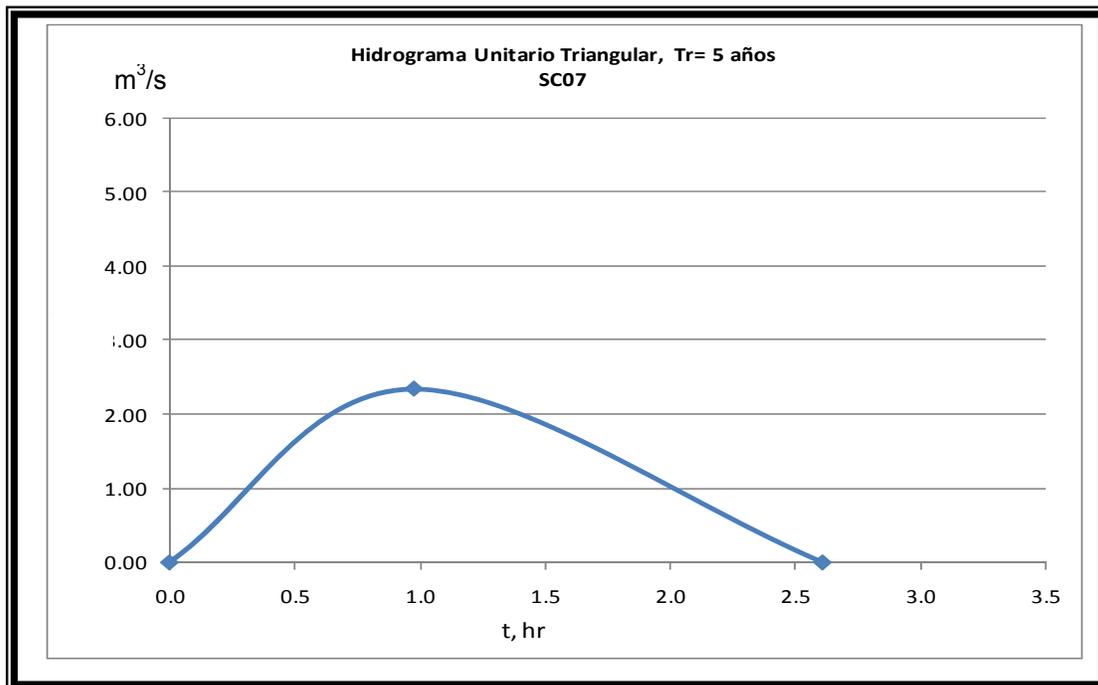


FIGURA II.26 "HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 8".

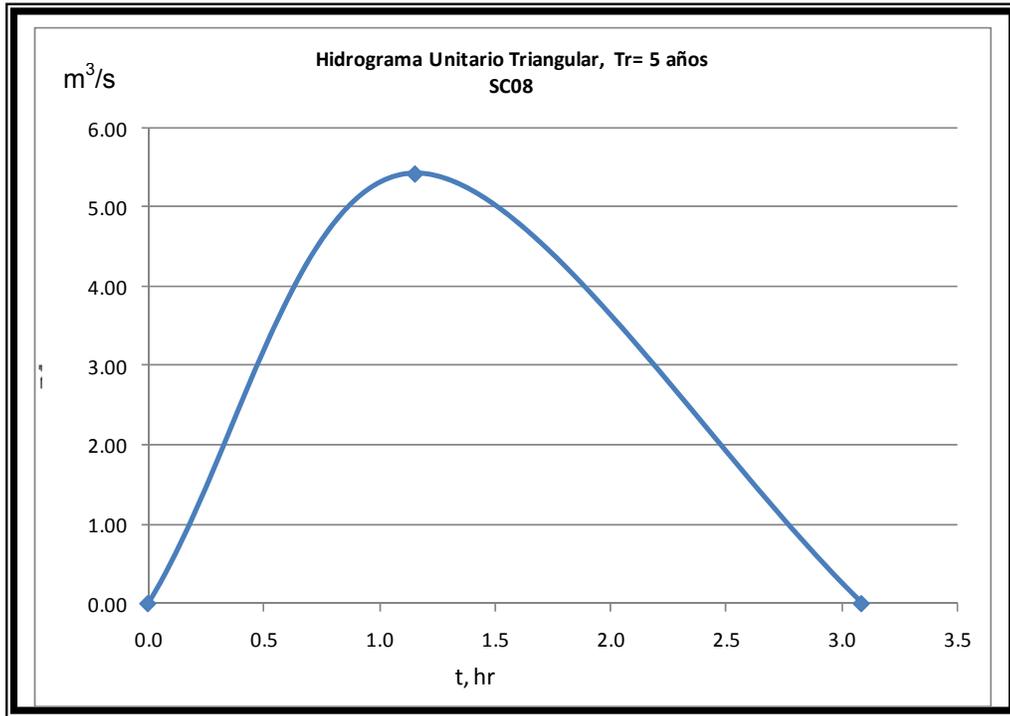


FIGURA II.27 "HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 9".

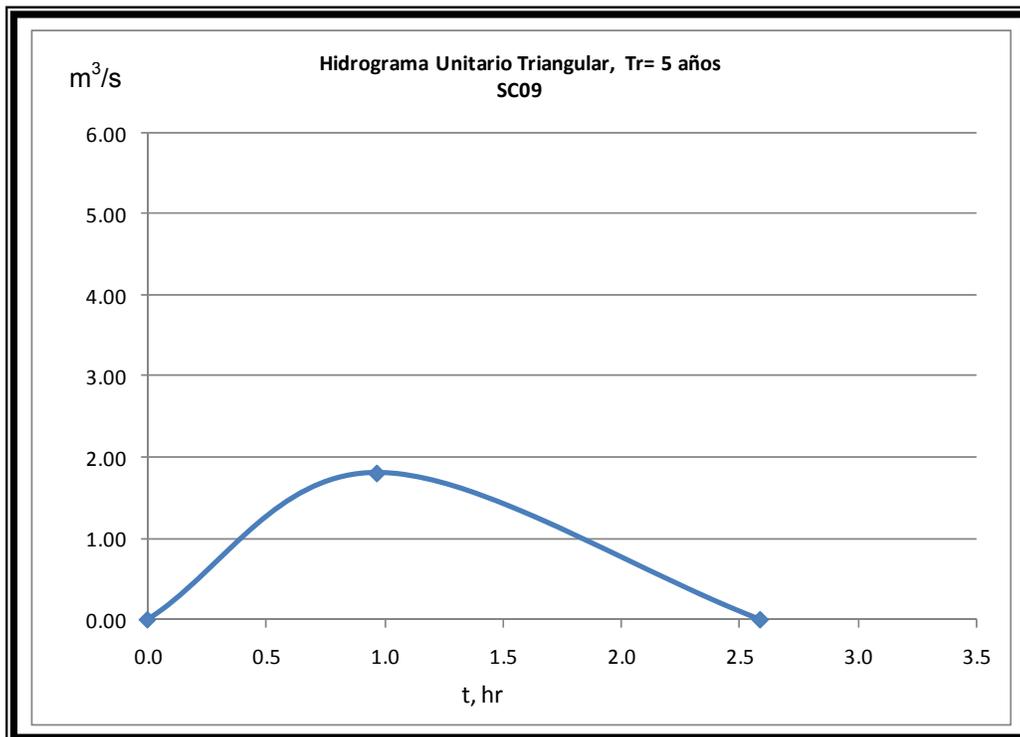
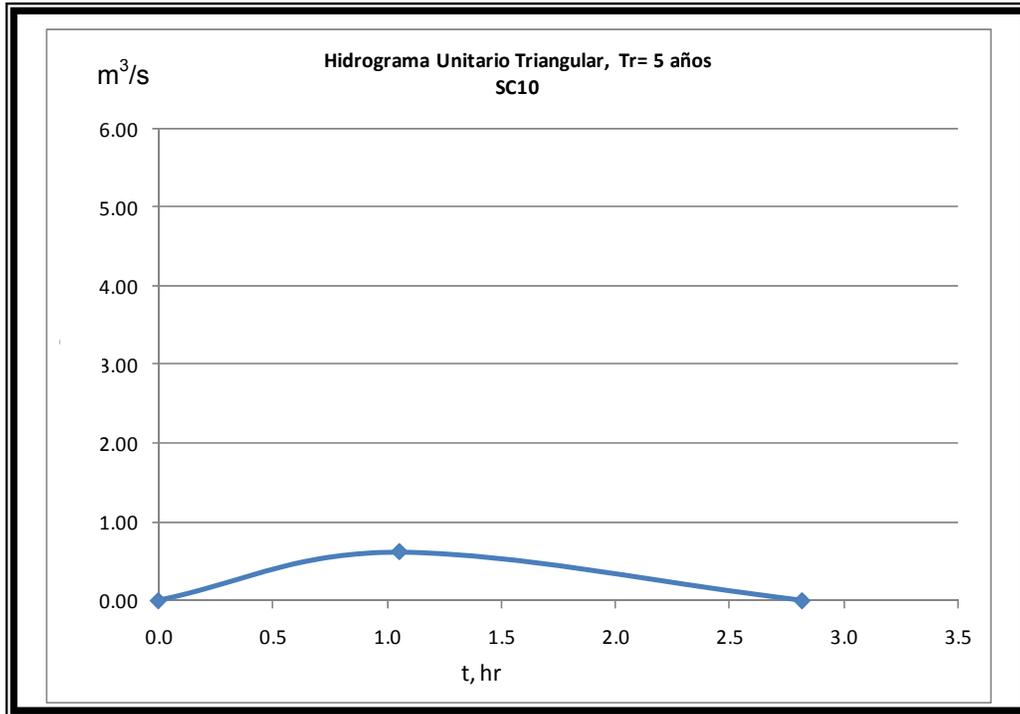


FIGURA II.28 “HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUENCA 10”



b) Linealidad o proporcionalidad. Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de lluvia efectiva.

II.2.8.2 HIDROGRAMA DE DISEÑO.

Aplicando el Método del Road Research Laboratory (RRL), se calcula el hidrograma de salida (por tramos) de cada cuenca para el respectivo diseño de las alcantarillas.

Se han obtenido por cada tramo los tiempos de traslado del colector, con lo cual se procedió a determinar las coordenadas del hidrograma virtual de entrada. En la Tabla II.21 “Información para el cálculo del hidrograma virtual de entrada”, se muestran los datos utilizados en el proceso sintetizado para obtener los gastos de los hidrogramas virtuales de entrada.

TABLA II.21 “INFORMACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL HIDROGRAMA VIRTUAL DE ENTRADA”.

TRAMO	DE	A	DIST. m	TIEMPO DESPL. Min.	Q DISEÑO m ³ /s
TRAMO 1	CUENCA 1	CUENCA 2	340	10	1.61
TRAMO 2	CUENCA 2	CUENCA 3	80	0	1.63
TRAMO 3	CUENCA 3	CUENCA 4	840	10	4.16
TRAMO 4	CUENCA 4	CUENCA 5	1760	30	0.79
TRAMO 5	CUENCA 5	CUENCA 6	2120	40	2.36
TRAMO 6	CUENCA 6	CUENCA 7	1440	20	1.18
TRAMO 7	CUENCA 7	CUENCA 8	880	20	2.35
TRAMO 8	CUENCA 8	CUENCA 9	160	0	5.43
TRAMO 9	CUENCA 9	CUENCA 10	200	0	1.81
TRAMO 10	CUENCA 10	SALIDA	1160	20	0.63

Posteriormente, se han obtenido los hidrogramas de salida-entrada de cada subcuenca, calculados a partir del tránsito debido al tiempo de desplazamiento de los mismos por el tramo anterior de colector, el valor del gasto máximo de estos hidrogramas, corresponde a los gastos de diseño.

El hidrograma unitario es mucho más rápido, fácil y exacto que cualquier grupo de factores. El método se resume con la fórmula:

$$\text{Lluvia efectiva} \times \text{hidrograma unitario} = \text{escurrimiento}$$

Por lo tanto el hidrograma unitario es el eslabón entre la precipitación pluvial y el escurrimiento. Puede considerarse como una integral de los muchos factores complejos que afectan el escurrimiento. El hidrograma unitario puede derivarse de los datos de lluvia y caudales para una tormenta particular o sólo de los datos de los caudales o gastos.

FIGURA II.29 "HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 1, $Q=1.61 \text{ m}^3/\text{s}$ ".

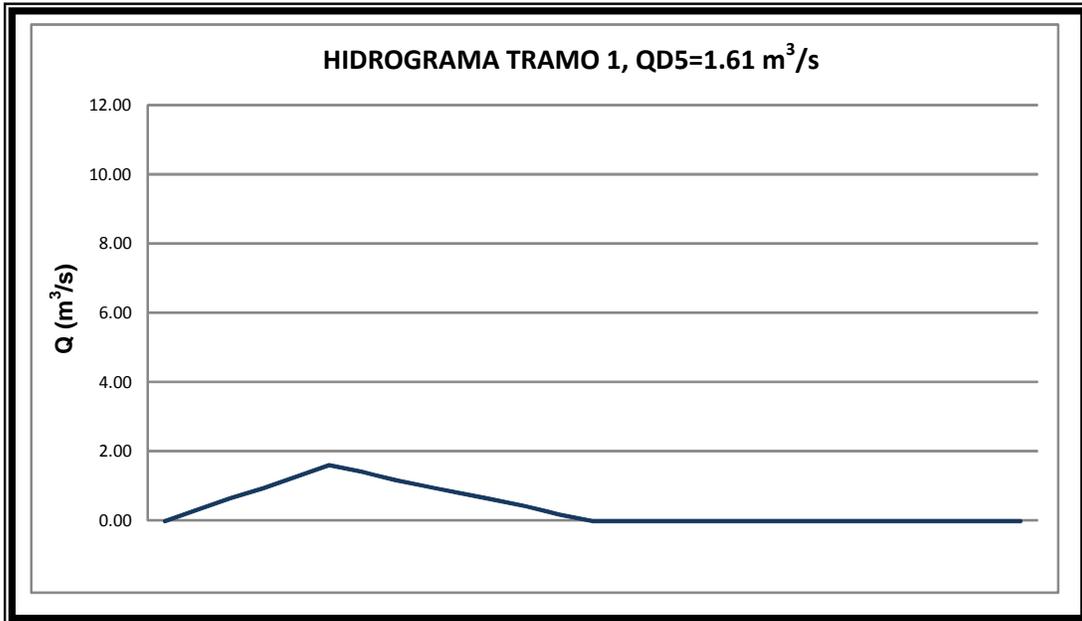


FIGURA II.30 "HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 2, $Q=3.04 \text{ m}^3/\text{s}$ ".

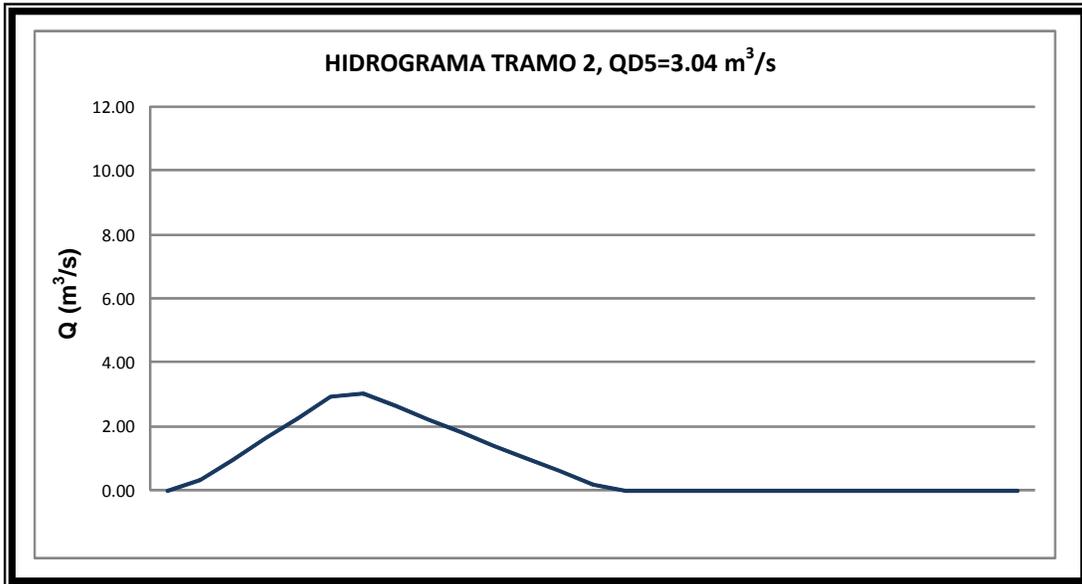


FIGURA II.31 "HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 3, $Q=7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ".

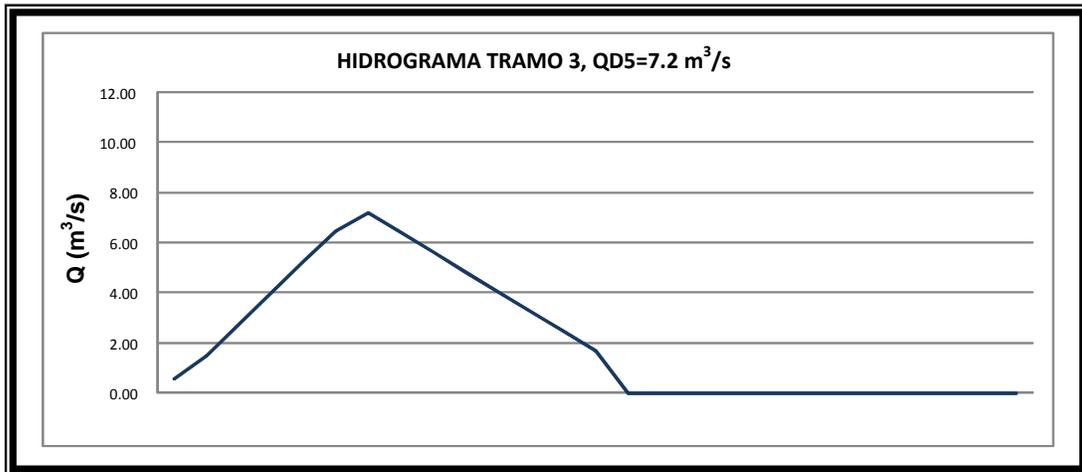


FIGURA II.32 "HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 4, $Q=7.65 \text{ m}^3/\text{s}$ ".

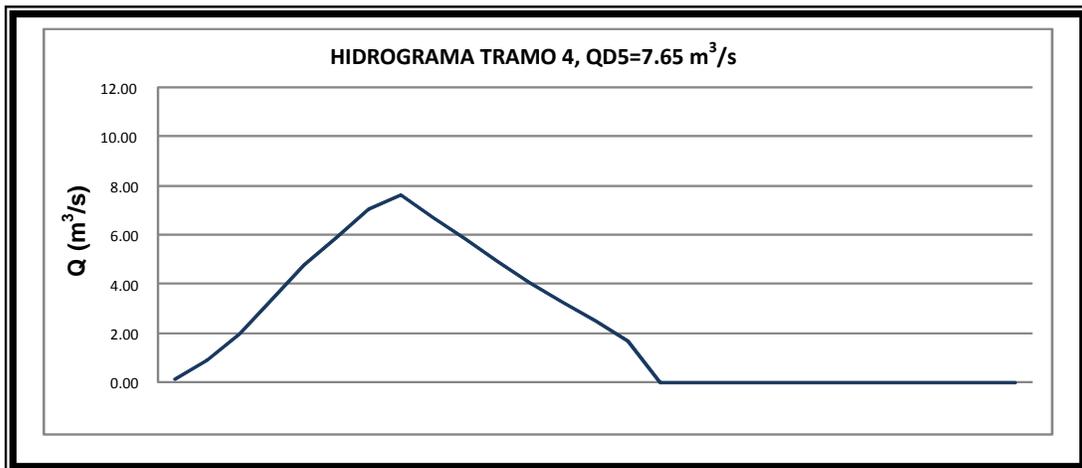


FIGURA II.33 "HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 5, $Q=8.70 \text{ m}^3/\text{s}$ ".

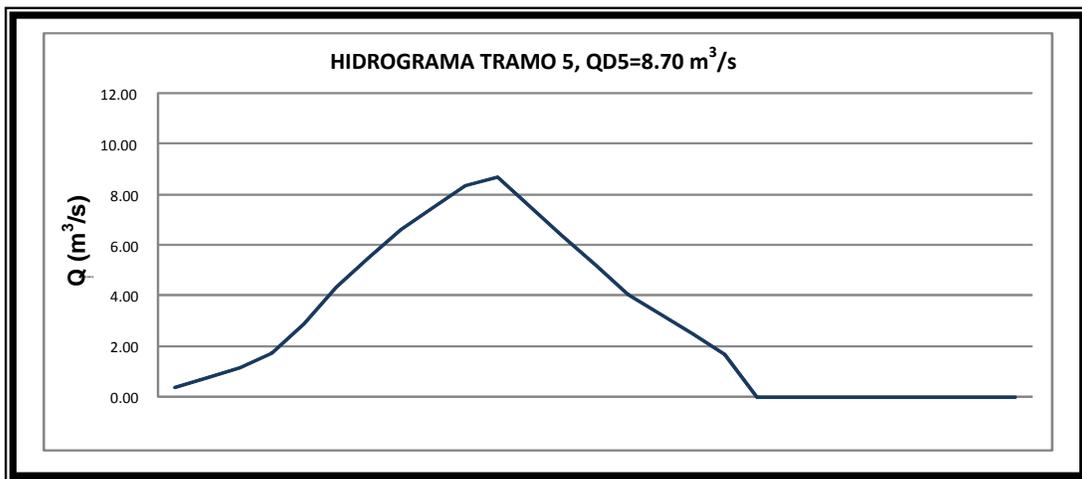


FIGURA II.34 "HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 6, $Q=8.70 \text{ m}^3/\text{s}$ ".

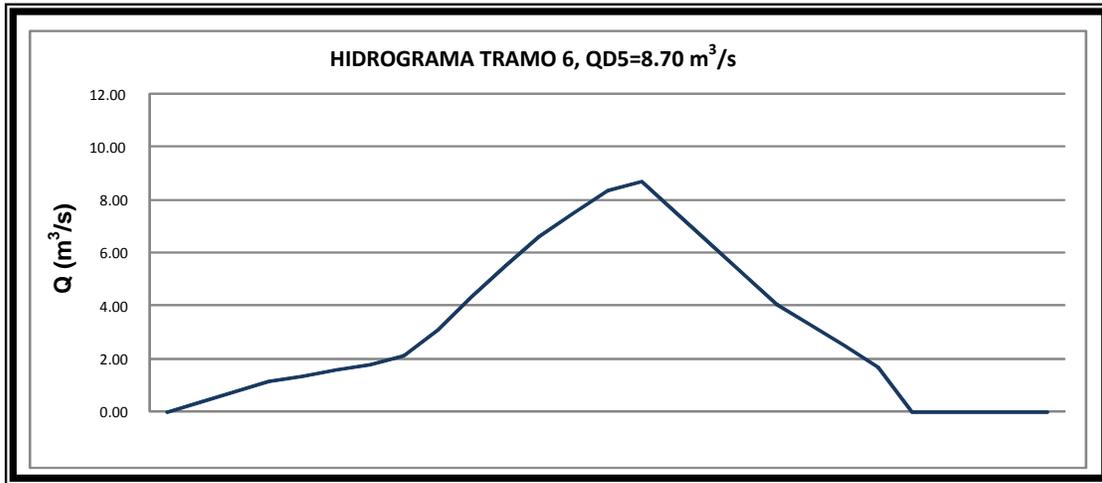


FIGURA II.35 "HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 7, $Q=8.70 \text{ m}^3/\text{s}$ ".

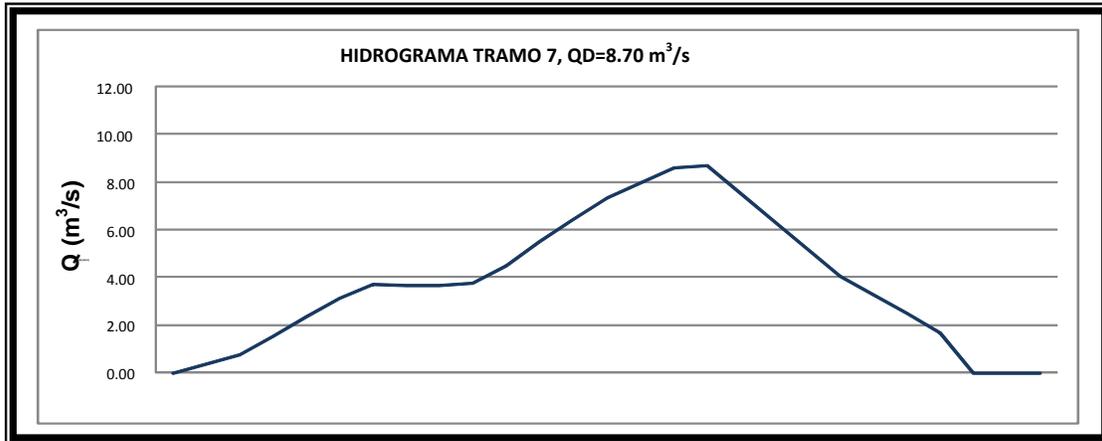


FIGURA II.36 "HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 8, $Q=9.09 \text{ m}^3/\text{s}$ ".

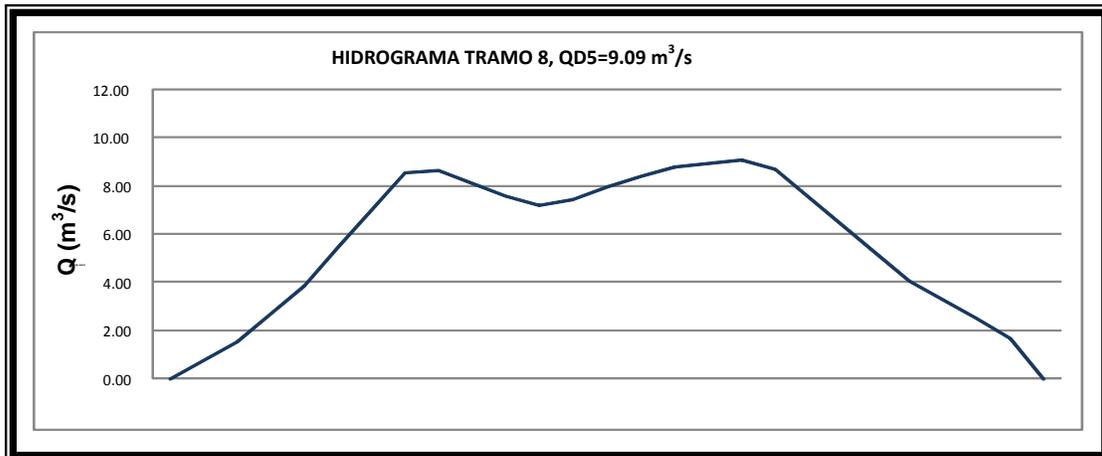


FIGURA II.37 “HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 9, $Q=10.20 \text{ m}^3/\text{s}$ ”.

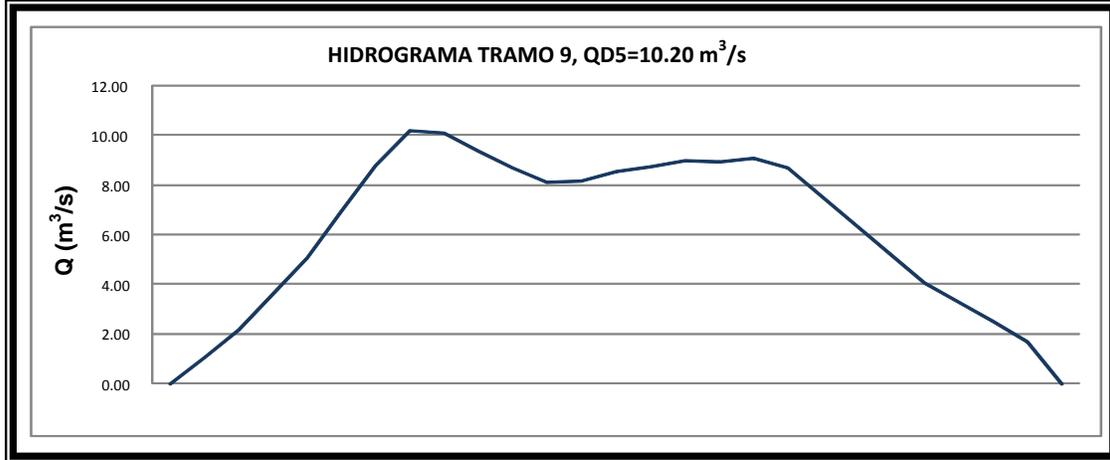
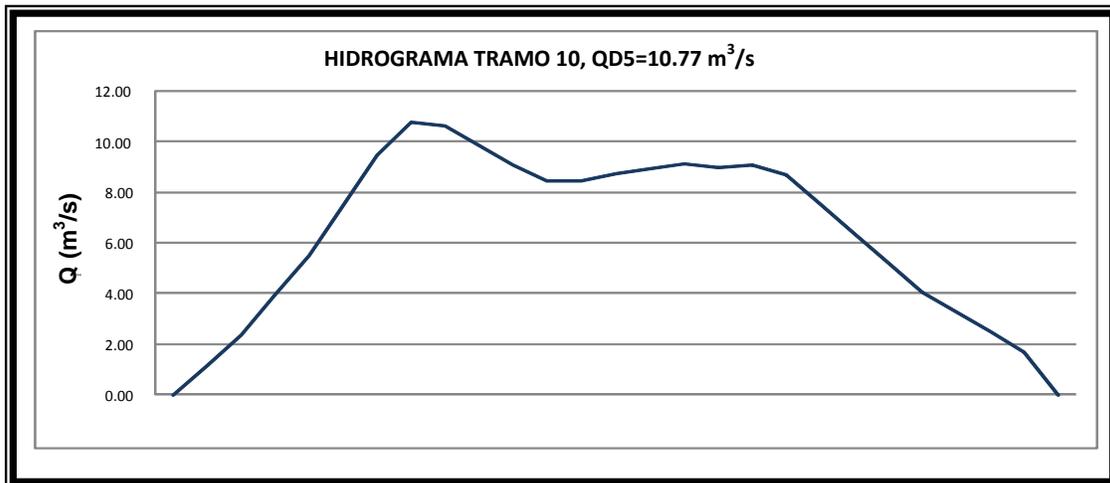


FIGURA II.38 “HIDROGRAMA DE SALIDA DEL TRAMO 10, $Q=10.77 \text{ M}^3/\text{S}$ ”.



II.3 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS EN LA ZONA DE ESTUDIO.

La ejecución de la mecánica de suelos sale de la dinámica de esta tesis, motivo por el cual en el presente subcapítulo se incluye la recopilación y resultado de estos estudios proporcionados por la Comisión del Agua del Estado de México.

El municipio Melchor Ocampo se localiza en la porción nororiente del Estado de México y colinda con los Municipios Mexiquenses de Teoloyucan y Zumpango hacia el norte; Cuautitlán Izcalli y Cuautitlán hacia el sur; Jaltengo y Nextlalpan hacia el oriente y Coyotepec y Tepetzotlán hacia el poniente. El Municipio de

Melchor Ocampo está localizado geográficamente a 19° 45' de latitud Norte y 99° 11' de longitud Oeste, a una altitud de 2,270 msnm y pertenece a la Región económica II con cabecera en Zumpango.

El objetivo de este estudio es determinar el comportamiento mecánico de los suelos en el sitio donde se construirá el colector, de acuerdo a trabajos de exploración directa; definir la configuración estratigráfica, su comportamiento y obtener las propiedades mecánicas de los mismos para poder realizar el diseño geotécnico de la propuesta de cimentación; así mismo poder determinar la estabilidad de la excavación, definiendo su resistencia por capacidad de carga y los asentamientos esperados.

II.3.1 GEOMORFOLOGIA DE LA ZONA DE ESTUDIO.

En el territorio de Melchor Ocampo se identifican tres regiones geográficas:

a) Llanuras:

Ocupan el 80 % del territorio municipal. Cubren el total de las áreas situadas al oriente de la Autopista México-Querétaro (Circuito Mexiquense) y la totalidad del frente de los terrenos situados al Surponiente de dicha Autopista con un fondo cercano a los 1,700 m. Son áreas que presentan pendientes promedio fluctuantes entre el 2 y el 6 %.

b) Lomeríos:

Ocupan aproximadamente el 10 % del territorio municipal. Cubren cerca del 35 % del frente de los terrenos situados al poniente del camino que enlaza la cabecera municipal Melchor Ocampo con el poblado de Tenopalco. Se trata de área con pendientes promedio que oscilan entre el 7 y 15 %.

c) Sierras:

Ocupan aproximadamente el 10 % del territorio municipal. Cubren cerca del 65 % del frente de los terrenos situados al poniente del camino que enlaza la cabecera municipal Melchor Ocampo con el poblado de Tenopalco. Se trata de distritos cerriles con pendientes predominantes superiores al 15 %.

II.3.2 ESTRUCTURA DEL PROYECTO.

El proyecto en estudio es la construcción de un Emisor para la captación de aguas negras servidas y pluviales, el cual tendrá una longitud total de 10,540 metros, el cual se contempla que sea construido con tubería de concreto de 1.00 m. a 1.20 m. de diámetro, a una profundidad de arrastre de 3.50 m. promedio respecto al nivel de terreno natural, alcanzando una profundidad máxima de 6.15 m. en algunos puntos de su desarrollo a lo largo de su eje.

El eje del colector en proyecto pasará por las calles de las colonias Melchor Ocampo, Visitación y Tenopalco, en el Municipio Melchor Ocampo, Estado de México, para descargar en el Gran Canal del Desagüe localizado al Noreste del Municipio y que pasa paralelamente al Circuito Exterior Mexiquense. En la Figura II.39 “Trazo del eje del colector” se presenta el trazo del eje de proyecto para el Emisor.

Dado que el eje del Emisor cruza por algunos caminos y avenidas principales, se considerará el estado de esfuerzos horizontales y verticales que puede generar en las paredes de la tubería el peso propio del suelo de relleno, así como el peso de los vehículos que transitan por esos caminos, considerando como vehículo de proyecto crítico un tracto-camión de 30 ton.

II.3.3 GEOLOGIA.

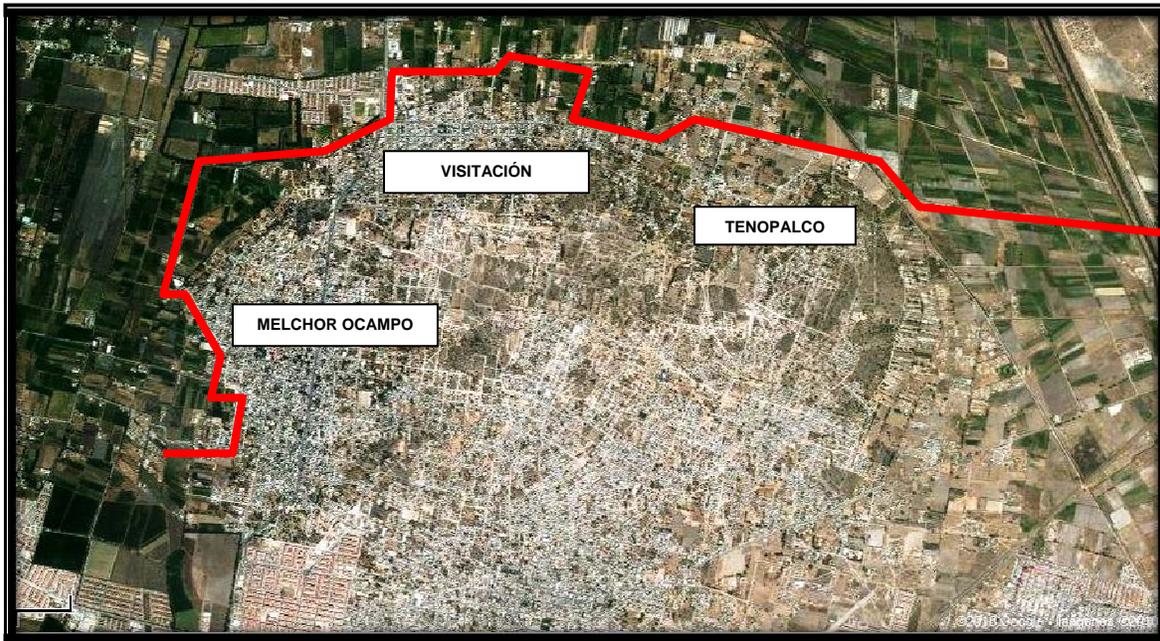
El desarrollo geológico del Estado de México se puede estudiar con base en la información de carácter regional y local que se ha completado en la entidad.

Para el mesozoico, las rocas metamórficas esquisto Taxco y roca verde Taxco viejo, representan los cuerpos más antiguos de la entidad y aparecen como la parte infracortical y supracortical de cuencas sedimentarias asociadas a arcos magmáticos que se formaron en respuesta al desarrollo de una subducción del pacífico, del régimen tectónico cordillerano.

La fase volcánica más antigua que se puede estudiar con bastante detalle es la del jurásico tardío que aflora desde California hasta Valle de Bravo en el Estado

de México y Teloloapan, en el Estado de Guerrero, además de otros lugares del margen occidental de la República Mexicana.

FIGURA II.39 “TRAZO DEL EJE DEL COLECTOR”.



Considerando los diferentes afloramientos, se puede reconstruir el arco alisitos, cuya extensión, tal vez sea más importante en Sinaloa debajo de las manifestaciones de andesita e ignimbrita del oligoceno-mioceno.

El límite de los afloramientos en el sur del estado, corresponden a límites tectónicos ya que en esta parte las unidades vulcano sedimentarias cabalgan a fases sedimentarias sin metamorfismo.

El paquete de rocas metamórficas representada por la roca verde de Taxco viejo quedo sujeto a la erosión hasta principios del cretácico, dejando una topografía irregular que explica las discordancias existentes entre las rocas más antiguas y las del cretácico.

A principios del cretácico sufrió un hundimiento que ocasionó que las partes elevadas invadidas por los mares generaran potentes espesores de sedimentos calcáreos de fases someras.

Al inicio del periodo terciario las aguas marinas se retiraron como consecuencia del inicio de la orogenia y esto dió lugar al depósito de sedimentos continentales

sobre todo en las partes bajas de los sinclinales o en las zonas falladas donde se depositaron las rocas de la formación balsas, durante el oligoceno. Este depósito se interrumpió por la aparición del eje neovolcánico teniendo la misma orientación que el Golfo de California actual. Las efusiones del eje neovolcánico se presentan con una orientación este-oeste, totalmente diferente al sistema noroeste-sureste y con carácter químico calcialcalino, aspecto que se explica por un ambiente geodinámico diferente en la parte meridional de México.

A finales del terciario, en el plioceno se formaron pequeños lagos y llanuras aluviales donde se depositaron los sedimentos de la formación de Cuernavaca.

II.3.3.1 GEOLOGÍA REGIONAL.

Para efectos de análisis, se dividirá el territorio municipal de Melchor Ocampo en tres sectores:

El sector nororiente está formado por los grupos geológicos siguientes:

Q (la) 50 % Laguna de Zumpango y área circundante inmediata.

Q (al) 20 % Área urbana oriente de Melchor Ocampo.

TS (volcanoclástico) 30 % Franja central situada en el límite de Melchor Ocampo y Tenopala con el poblado de Visitación y Zumpango.

En el sector poniente se identifican los grupos geológicos siguientes:

Q (al) 50 % Fracción situada entre la vía férrea México-Laredo y la Autopista México-Querétaro con excepción de una isleta de tierra clasificada con la clave Ts que cubre parte de los barrios de Tlatenco y Coaxoxoca y la sección sur del ejido de Teoloyucan al oriente de la autopista. Además, este tipo geológico se extiende del lado poniente de la autopista referida en una extensión coincidente con el Barrio de San Sebastián.

Ts (volcanoclástico) 35 % Cubre una isleta dispuesta en los barrios de Melchor Ocampo, Tenopala, Tlatenco y Coaxoxoca y la sección sur del ejido de Teoloyucan situada al oriente de la autopista México-Querétaro. Además cubre terrenos de pendiente media (+ 10 %) situados entre la autopista y el campo que

enlaza la cabecera municipal de Tepetzotlán con el poblado de Santa Cruz del Monte.

Ts (Bui) 15 % Predios cerriles situados al poniente del camino que comunica al poblado de Sta. Cruz del Monte con la cabecera municipal de Tepetzotlán.

En el sector oriente la unidad geológica predominante es:

Q (al) 75 % Esta unidad está formada por terrenos aluviales compuestos de rocas sedimentarias originadas en el periodo cuaternario. La zona está formada por planicies.

Q (la) 23 % Unidad geológica secundaria en la zona circundante inmediata a la laguna de Zumpango se identifican planicies con asociaciones lacustres.

Ts (volcanoclástico) La unidad geológica terciaria está dispuesta en una franja de tierra angosta situada en el límite municipal de Melchor Ocampo y Teoloyucan con Coyotepec y Zumpango.

Esta unidad está formada por tierras compuestas de rocas sedimentarias y volcano sedimentarias originadas en el periodo terciario superior. La zona está formada por planicies.

El sector poniente tiene como unidad geológica predominante la clasificada con la clave Q (al), la cual cubre el 50 % de la superficie total del sector con zonas aluviales compuestas de rocas sedimentarias formadas en el periodo cuaternario.

La unidad geológica secundaria se identifica con la clave Ts (volcanoclástico) y ocupa aproximadamente el 35 % del área total del sector. Se trata de parcelas formadas por rocas sedimentarias y volcano sedimentarias originadas en el periodo terciario superior. En esta zona los terrenos tienen en general pendientes próximas al 10 %.

Finalmente, la unidad geológica terciaria en este sector se identifica con la clave Ts (Bui) y se trata de una zona formada por brechas volcánicas intermedias originadas en el periodo terciario superior. Esta unidad geológica está situada en terrenos cerriles con pendientes superiores al 15 %.

Para efectos prácticos se acepta que los suelos aluviales por su origen lacustre, presentan limitaciones para su aprovechamiento urbano considerando que en

general existen asociaciones arcillosas que llevan implícita la presencia de suelos con tendencia a sufrir desplazamientos irregulares y de difícil desalojo de agua lo cual hace necesario la aplicación de procedimientos específicos de cimentación y sustento en las edificaciones.

El grupo de rocas sedimentarias se presenta formando capas o estratos superpuestos cada uno de los cuales representa un periodo sedimentario específico acorde a su composición química, las rocas sedimentarias de mayor talla son útiles en la fabricación de mamposterías, concretos y en el proceso constructivo de basamentos ferroviarios y carreteras.

Las brechas volcánicas son susceptibles de ser mezcladas con aglomerantes como cementos y cales para producir concreto. Generalmente están constituidas por diferentes variedades de basaltos o andesitas.

II.3.4 EXPLORACION.

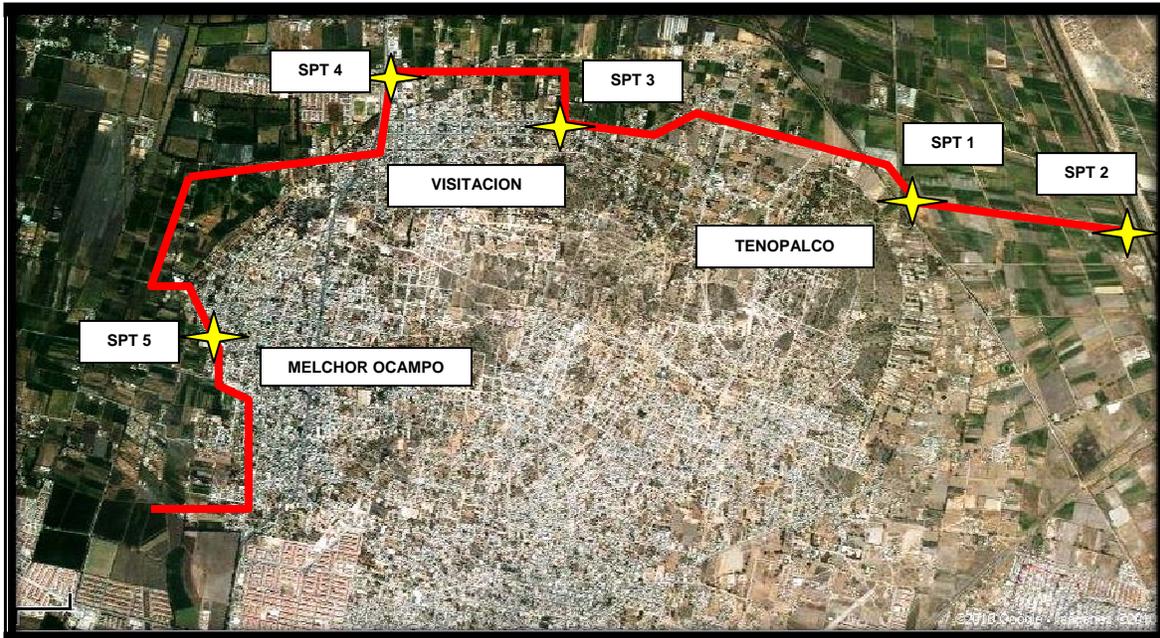
Con la finalidad de conocer la estratigrafía del sitio a lo largo del eje en donde se proyecta la construcción de la línea del Colector, y así definir las propiedades tanto físicas como mecánicas de los estratos, se llevo a cabo una campaña de exploración por parte de la Comisión de Aguas del Estado de México (CAEM) consistente en cinco sondeos profundos de muestreo continuo del tipo mixto a 10 m. de profundidad cada uno, dichos sondeos se realizaron en lugares estratégicos a lo largo del desplante de la tubería del colector de proyecto. En la Figura II.40 “Ubicación de sondeos SPT”, se presenta la ubicación de los sondeos realizados en el sitio de estudio. En la Tabla II.22 “Ubicación de sondeos y cotas de brocal” se presenta la ubicación de cada sondeo respecto al cadenamiento topográfico del eje de proyecto, así como la elevación de la cota de su brocal.

La exploración del suelo a través de los sondeos profundos se realizó con una máquina perforadora de rotación y percusión tipo Long Year modelo 34.

El muestreo se realizó del tipo continuo alterado, utilizando para tal fin el método conocido como Penetración Estándar, el cual consiste en hincar la herramienta de muestreo conocida como penetrómetro estándar cuya longitud total es de 60 cm. y

golpeando esta con el martinete, el cual pesa alrededor de 63.5 kg. Dejándolo caer de una altura de 73 cm. contando el número de golpes necesarios para hincar cada una de las cuatro partes de 15 cm., con lo anterior se puede determinar el grado de compacidad del suelo muestreado pudiéndose obtener algunos parámetros mecánicos mediante correlaciones empíricas con el número

FIGURA II.40 “SONDEOS SPT SOBRE EL EJE DE PROYECTO DEL EMISOR”.



de golpes necesarios para hincar los 30 cm. centrales de la herramienta, ya que cada uno de los extremos de 15 cm. se considera alterada; así mismo en los depósitos lacustres de consistencia blanda a media durante la exploración se hincó el tubo de pared delgada “tubo shelby” para la obtención de muestras inalteradas. Una vez obtenidas las muestras se protegieron debidamente para evitar la pérdida de humedad y de esfuerzos confinantes, para proceder con el estudio correspondiente en el laboratorio.

II.3.5 ENSAYES DE LABORATORIO.

Los trabajos de laboratorio efectuados sobre las muestras alteradas e inalteradas obtenidas de la campaña de exploración consistieron básicamente en lo siguiente:

TABLA II.22 “UBICACIÓN DE SONDEOS Y COTAS DE BROCAL”.

SONDEO	CADENAMIENTO	COTA DE BROCAL	OBSERVACIONES
SPT 5	1 + 480.00	1007.597	Se realizó dentro del Poblado de Melchor Ocampo al Poniente del Palacio Municipal.
SPT 4	4 + 580.00	1005.320	Se realizó en el camellón central de la carretera Federal Melchor Ocampo a Zumpango.
SPT 3	6 + 600.00	1005.520	Se realizó en el poblado de Visitación.
SPT 1	8 + 980.00	1002.787	Se realizó al Nororiente del poblado de Tenopala, en el cruce con el canal de aguas negras.
SPT 2	10 + 580.00	999.182	Se realizó al Nororiente del poblado de Tenopala, en el cruce con el Circuito Mexiquense.

Contenido de humedad: Norma ASTM D 2217 71, para determinar la cantidad de agua que presenta el material de cada uno de los depósitos y relacionar con esto su resistencia al corte y su posible compresibilidad.

Clasificación visual y al tacto: Se realiza para determinar ciertas propiedades físicas de los minerales que conforman al material del suelo, como son color, olor, textura, tamaño y clasificación de sus partículas, mismas que se utilizan para realizar la descripción y clasificación del suelo.

Límites de Plasticidad: Norma ASTM 423 66. Para determinar las propiedades índice de plasticidad del suelo con el fin de poder clasificar la fracción fina del mismo y determinar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo comparado con el grado de compresibilidad. Se realiza con el objeto de establecer las características de consistencia de las muestras obtenidas, para lo cual se hizo pasar por el material de la malla No. 40 para que con él se obtuvieran las propiedades índice de plasticidad del suelo, como son: límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, lo cual se obtuvo utilizando el método y dispositivos estandarizados propuestos por A. Casagrande.

Distribución granulométrica por tamizado: Norma ASTM D 421 58. Para determinar la distribución por tamaños de las partículas sólidas minerales que

conforman al suelo, así como para clasificar la fracción gruesa del mismo. Consiste en realizar la separación por tamaños de las partículas sólidas que constituyen al suelo, con el fin de determinar su curva de composición granulométrica y sus coeficientes de graduación, para lo cual se realizaron ensayos mecánicos por cribado en los suelos gruesos, en tanto que en los suelos de apariencia más finas se realizaron ensayos de lavado.

Clasificación del suelo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS): Para realizar la determinación y clasificación de la masa de suelo de acuerdo a sus propiedades índice de plasticidad y su distribución granulométrica.

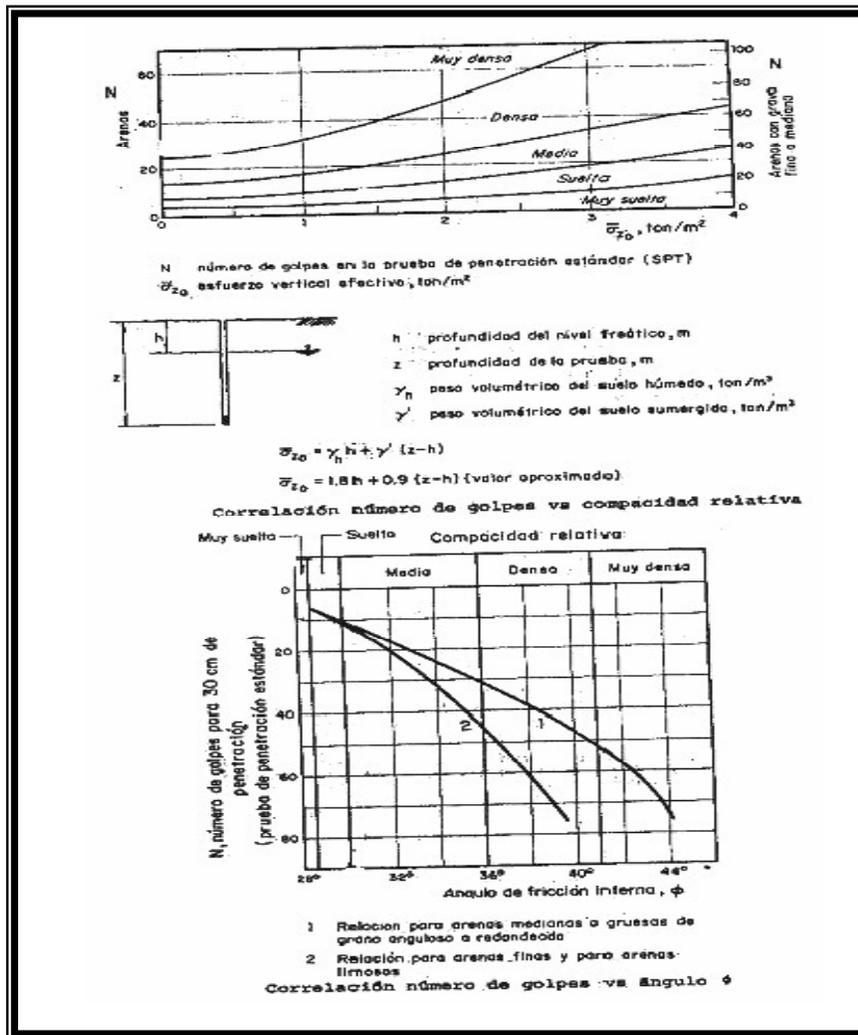
Densidad de sólidos: Norma ASTM D 854 58, para determinar el peso unitario de los sólidos del suelo, relación que se utilizó posteriormente para involucrarla con las relaciones volumétricas del suelo y establecer así propiedades como la relación de vacíos, grado de saturación y peso específico.

Resistencia al esfuerzo cortante: Tomando en cuenta las condiciones del suelo en cada uno de los sitios estudiados a lo largo del eje de proyecto del colector, las propiedades mecánicas de resistencia al corte y de compresibilidad de los suelos se determinaron por medio de ensayos de compresión triaxial no consolidado, no drenado TXUU realizados a las muestras inalteradas obtenidas en la campaña de exploración. En los depósitos del suelo en que se obtuvieron muestras alteradas, las propiedades de resistencia se obtuvieron por medio de correlacionar el número de golpes registrados durante el hincado del tubo partido (penetrómetro estándar) con la compacidad relativa de los suelos muestreados directamente en campo, en la Figura II.41 “Correlación Número de golpes-esfuerzo-ángulo de fricción interna”, se presentan las curvas de correlación entre el número de golpes registrados durante el hincado del penetrómetro estándar con la compacidad relativa del material y el ángulo de fricción interna (Terzaghi y Peck); así mismo, con el material de las muestras alteradas obtenidas durante la exploración (sondeos SPT 5), se restituyeron probetas en el laboratorio por medio de compactación, al peso específico natural del suelo y con su humedad de sitio, con el fin de someterlas a ensayos de compresión triaxial y determinar de esta forma de manera aproximada

las propiedades mecánicas de resistencia al corte del suelo y sus propiedades elásticas.

La restitución de las probetas en el laboratorio se realizó por medio de la prueba de compactación Proctor estándar, utilizando el material obtenido en campo bajo

FIGURA II.41 “CORRELACIÓN NÚMERO DE GOLPES–ESFUERZO ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA”.



su contenido de humedad natural, y variando el número de golpes, con la finalidad de obtener en el espécimen ya compactado el mismo peso volumétrico natural de materia en campo y por ende el mismo estado de compactación. Una vez teniendo las probetas restituidas, se sometieron a ensayos de compresión triaxial no

consolidado no drenado TXUU para determinar su resistencia al corte; dichos ensayos consisten en someter a las probetas restituidas de los depósitos de suelo a una serie de esfuerzos de compresión axial, normal a su plano horizontal del suelo; el ensaye se realiza incrementando gradualmente el esfuerzo desviador hasta hacer fallar a la probeta, durante el ensaye se van midiendo las deformaciones del suelo correspondientes a cada uno de los esfuerzos desviadores a que se sometió, con los cuales se obtienen las propiedades mecánicas de resistencia del suelo y su módulo esfuerzo-deformación, mismos que se emplean para evaluar el comportamiento mecánico de la masa en conjunto con la cimentación. Los resultados obtenidos de los ensayos de compresión triaxial no consolidado no drenado, realizadas a las muestras tanto inalteradas como en las probetas restituidas de laboratorio, se consideraron para este estudio.

Propiedades de compresibilidad: Las propiedades de compresibilidad del suelo se determinaron por medio de los ensayos de consolidación unidimensional realizados a las muestras inalteradas de los suelos plásticos muestreados.

Respuesta esfuerzo – deformación elástica: Las propiedades elásticas (Módulo de Elasticidad y Relación de Poissón) del suelo, se determinaron por medio de los gráficos esfuerzo – deformación obtenidos de los ensayos de compresión triaxial a que se sometieron las muestras restituidas; así mismo en los depósitos de suelo de cada sondeo en que no se pudo realizar la restitución de probetas, las propiedades de elasticidad se determinaron por medio de correlacionar estas con el número de golpes registrados durante el muestreo del suelo por medio del procedimiento de penetración estándar.

II.3.6 ESTRATIGRAFÍA.

La configuración estratigráfica del subsuelo a lo largo del eje del colector proporciona una secuencia conformada por depósitos de tipo aluvial y lacustre del cuaternario, que sobreyacen a depósitos de tipo volcánico del terciario, la cual se describe a continuación:

II.3.6.1 CAPA SUPERFICIAL.

a) Formación (QAL-IV):

Superficialmente y en casi todo lo largo del eje de proyecto se encontró una serie de depósitos conformados por suelos de relleno no consolidados, los cuales están constituidos por arenas limo arcillosas contaminadas con pedacería de tabique, restos de concreto, basura y material de excavación, los cuales en algunos sitios se extienden hasta una profundidad de 1.00 m. Subyaciendo a los suelos de relleno, se encontró el terreno natural que conforman la costra superficial del subsuelo, los cuales están conformados por arcillas arenosas de alta plasticidad de color café oscuro, o arcillas de alta plasticidad con raíces vegetales de color gris oscuro, su espesor es muy variable y pueden extenderse hasta profundidades de 2.20 m.

Por su alta presencia de raíces vegetales, su alta contaminación con materiales de relleno y su alta plasticidad, estos depósitos presentan un comportamiento mecánico muy desfavorable, no siendo aptos para el desplante de la tubería o para ser utilizados como suelos de mejoramiento o para el relleno de las cepas de excavación. Por su consistencia y baja resistencia pueden ser clasificados como del tipo III y pueden ser atacados fácilmente por medios manuales con pico y pala o por medios mecánicos.

II.3.6.2 DEPÓSITOS ALUVIALES Y LACUSTRES.

Los depósitos de suelo aluvial son generados por la acción de corrientes de agua y ríos, se dividen en dos categorías principales:

- Depósitos de corrientes interconectadas.
- Depósitos causados por el serpenteo meándrico de corrientes.

b) Formación Arcillosa Superior (QLA-III):

Por debajo de la capa superficial y en todos los sitios explorados se encontró una serie de estratos de origen lacustre constituidos por suelos limo arcillosos de alta compresibilidad, de consistencia blanda a media, de baja resistencia al corte y alta plasticidad, de color gris claro verdoso, su espesor es muy variable y va desde los

0.60 m. en la parte Noreste (en el sitio en que se realizó el sondeo SPT 5) hasta tener un espesor mayor de los 6.00 m. (en el sitio en que se realizó el SPT 1). Por su alta compresibilidad y su baja resistencia al corte, estos depósitos presentan un comportamiento mecánico muy desfavorable, no siendo aptos para ser utilizados como suelos de relleno de las cepas de excavación. Por su baja consistencia y resistencia al corte, estos suelos se clasifican como del tipo III y pueden ser atacados fácilmente por medios manuales con pico y pala o por medios mecánicos.

c) Capa Dura (QAL-II):

Subyace al estrato anterior un depósito de origen aluvial o fluvial, constituido por arenas finas limosas de color gris verdoso, de compacidad densa a muy densa, de baja compresibilidad y alta resistencia al corte, su espesor es muy variable y va desde 1.80 m. como mínimo en la parte Noreste (en el sitio en que se realizó el sondeo SPT 5) hasta tener un espesor máximo de 3.20 m. (en el sitio en que se realizó el sondeo SPT 1). Por su alta compacidad y su alta resistencia al corte, estos depósitos presentan un comportamiento mecánico favorable para el desplante de cimentaciones y de la tubería, así como pueden ser utilizados en la construcción de los rellenos de las cepas de excavación. Por su alta compacidad, estos suelos se clasifican como del tipo II y pueden ser atacados por medios manuales con pico y pala, o por medios mecánicos con retroexcavadora.

Formación Arcillosa Inferior (QLA-III):

En algunos sitios (SPT 4 y SPT 2) se encontró por debajo de la capa dura los suelos que constituyen a la formación arcillosa inferior, los cuales están conformados por suelos de origen lacustre constituidos por arcillas limosas de alta compresibilidad, de consistencia blanda a media, de baja resistencia al corte y alta plasticidad, de color gris verdoso, su espesor es muy variable y comúnmente se localiza por debajo de los 8 m. de profundidad (solo en dichos sitios). Por su alta compresibilidad y su baja resistencia al corte, estos depósitos presentan un comportamiento mecánico muy desfavorable, no siendo aptos para ser utilizados como suelos de relleno de las cepas de excavación. Por su baja consistencia y

resistencia al corte, estos suelos se clasifican como del tipo III y pueden ser atacados fácilmente por medios manuales con pico y pala o por medios mecánicos.

II.3.6.3 DEPÓSITOS VOLCÁNICOS.

Depósitos Profundos (TV-II):

En los sitios en que se realizaron los sondeos SPT 5, SPT 3 y SPT 1, se encontró que subyaciendo a los depósitos lacustres y aluviales del cuaternario, se presentan una serie de depósitos de origen volcánico, constituidos por tobas reolíticas del terciario, constituidas por arenas finas con limos de baja plasticidad “tepetates”, de color café rojizo, de compacidad densa a muy densa, de baja compresibilidad y alta resistencia al corte. Por su alta compacidad y su alta resistencia al corte, estos depósitos presentan un comportamiento mecánico muy favorable para el desplante de cimentaciones y de la tubería del emisor, así mismo son recomendables para ser utilizados en la construcción de los rellenos de las cepas de excavación. Por su alta compacidad, estos suelos se clasifican como del tipo II y se recomienda ser atacados por medios mecánicos con retroexcavadora.

Depósitos Profundos (TV-I):

En el sitio en donde se realizó el sondeo SPT 3, se encontró por debajo de las tobas un manto de escoria basáltica de origen volcánico, constituido por gravas y arenas de tezontle de color negro, de estructura vesicular, de compacidad muy densa y muy alta resistencia al corte, éste depósito se encontró por debajo de los 6.40 m. de profundidad. Por su alta compacidad y su alta resistencia al corte, estos suelos se clasifican como del tipo I y solo pueden ser atacados por medios mecánicos con retroexcavadora.

II.3.6.4 PRESIONES HIDROSTÁTICAS.

El Nivel de Aguas Freáticas (NAF) se detectó a profundidades diferentes en cada uno de los sitios explorados, esto puede ser debido a la presencia de posibles mantos colgados que son alimentados por corrientes de agua profunda a través de los suelos aluviales, o al hecho de que estos niveles corresponden al mismo fluido

de perforación utilizado para estabilizar la perforación durante los trabajos de exploración. Cabe mencionar que estos niveles pueden variar en la temporada de estiaje y encontrarse a mayores profundidades.

En la Tabla II.23 “Nivel del agua superficial” se presenta la profundidad a la que se encontró la posición del Nivel de Aguas Superficiales (NAS) a la fecha en que fueron realizados cada uno de los sondeos.

TABLA II.23 “NIVEL DE AGUA SUPERFICIAL”.

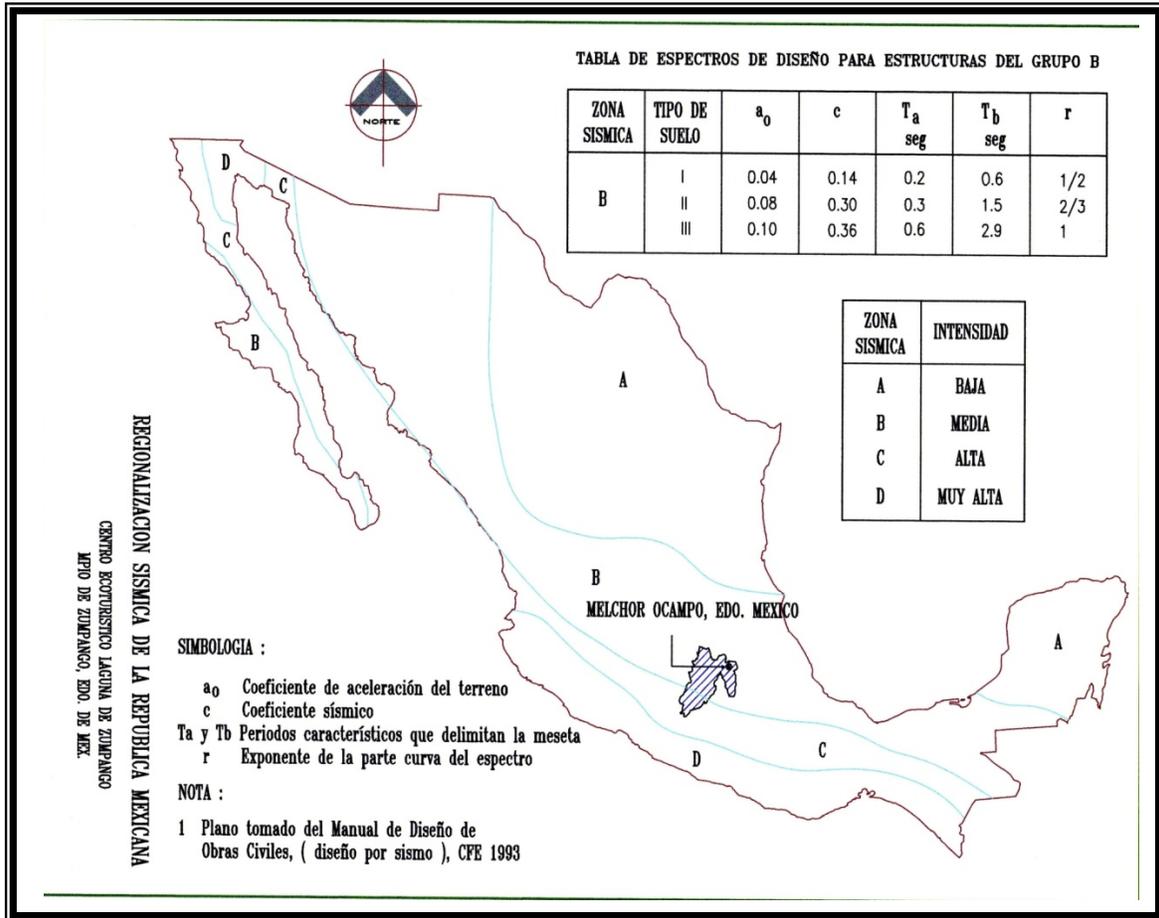
SONDEO	CADENAMIENTO	COTA DE BROCAL	PROFUNDIDAD DEL NIVEL DE AGUA SUPERFICIAL	COTA DEL NIVEL DE AGUA SUPERFICIAL
SPT 5	1 + 480.00	1007.597	3.98	1003.61
SPT 4	4 + 580.00	1005.320	4.00	1001.32
SPT 3	6 + 600.00	1005.520	4.20	1001.32
SPT 2	8 + 980.00	1002.787	3.90	998.89
SPT 1	10 + 580.00	999.182	4.10	995.08

II.3.7 SISMICIDAD.

El sitio de estudio se localiza dentro de la zona B de la regionalización sísmica de la Republica Mexicana y conforme a los resultados obtenidos en la campaña de exploración, el material que conforma al subsuelo puede ser clasificado como del tipo II, por lo que, de acuerdo al manual de diseño sísmico de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) se recomienda usar un coeficiente sísmico del orden de 0.30, ver Figura II.42 “Regionalización sísmica”.

Debido a que la estructura de este proyecto es un colector que se ubicará dentro de la masa del suelo y el cual estará debidamente confinado con materiales compactados sanos, no se requiere realizar un estudio más detallado por cuestión de sismo, ya que una vez que se encuentre terminado el colector, éste funcionará como una estructura suficientemente flexible para absorber las ondas sísmicas.

FIGURA II.42 “REGIONALIZACIÓN SISMICA”.



II.3.7.1 PROPIEDADES DEL SUELO.

En las Tablas II.24 a II.28 “Propiedades índice y mecánicas en el lugar de los sondeos” se muestran de manera resumida las propiedades índice y mecánicas del material que conforma a cada estrato detectado durante la exploración de cada sitio de estudio.

Hay propiedades físicas fácilmente observables de los suelos que, con frecuencia, son suficientes como índices de comportamiento. Dichas propiedades índice son la apariencia de textura, la densidad, el contenido de humedad, la consistencia, la permeabilidad, la compresibilidad y la resistencia a los esfuerzos cortantes.

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

TABLA II.24 “PROPIEDADES INDICE Y MECÁNICAS SONDEO SPT 1”.

SONDEO SPT 1												
UNIDAD	PROFUNDIDAD DESCRIPCION DEL SUELO	SUCS	ω	γ	Ss	C	Φ	Ko	Ks	Es	ν	
QAL-IV (1)	0.00 a 0.60 RELLENO CONFORMADO POR ARENA FINA LIMOSA CON PEDACERIA DE TABIQUE ROJO.	-	24.40	1.70	-	-	-	-	-	-	-	
QAL-IV (2)	0.60 a 1.00 ARENA FINA ARCILLOSA COLOR GRIS OBSCURO.	SC	24.00	1.68	2.64	-	-	-	-	-	-	
QLA-II (1)	1.00 a 1.20 ARENA FINA LIMOSA COLOR GRIS VERDOSA.	-	25.10	-	-	-	-	-	-	-	-	
QLA-II (2)	1.20 a 1.60 LIMO ARCILLOSO GRIS VERDOSO.	MH	54.00	1.44	2.60	-	-	-	-	-	-	
QLA-II (3)	1.60 a 1.80 LENTE DE ARENA FINA.	MH	36.00	-	-	-	-	-	-	-	-	
QLA-II (4)	1.80 a 4.60 LIMO ARCILLOSO DE ALTA PLASTICIDAD CON POCAS ARENAS FINAS DE COLOR GRIS VERDOSO CLARO.	MH	110.00	1.40	2.54	3.30	11.00	-	0.55	52.00	0.0192	
QLA-II (5)	4.60 a 4.80 ARENA FINA NEGRA.	-	33.00	-	-	-	-	-	-	-	-	
QLA-II (6)	4.80 a 5.20 LIMO CEMENTADO BLANCO.	MH	139.00	-	-	-	-	-	-	-	-	
QLA-II (7)	5.20 a 6.00 LIMO ARCILLOSO GRIS VERDOSO CLARO.	MH	103.00	1.19	2.60	2.70	13.00	-	0.82	78.00	0.0128	
QAL-II (1)	6.00 a 9.40 LIMO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA FINA GRIS VERDOSO DE COMPACIDAD DENSA.	MH	36.60	1.68	2.55	0.00	32.00	-	2.88	270.00	0.0037	
TV-II (1)	9.40 a 10.20 ARENA FINA LIMOSA CAFÉ CLARO.	SM	24.00	1.86	2.60	0.00	34.00	-	4.17	380.00	0.0026	

Nomenclatura:

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

ω Contenido de humedad (%).

γ Peso específico natural del suelo (ton/m³).

Ss Peso relativo de los sólidos.

C Cohesión (ton/m²).

Φ Angulo de fricción interna del suelo (ángulo de rozamiento).

K₀ Coeficiente de presión de tierra en reposo.

K_s Modulo de reacción vertical del suelo (kg/cm³).

Es Modulo de elasticidad del suelo (kg/cm²).

ν Relación de Poisson.

TABLA II.25 “PROPIEDADES INDICE Y MECÁNICAS SONDEO SPT 2”.

SONDEO SPT 2											
UNIDAD	PROFUNDIDAD DESCRIPCION DEL SUELO	SUCS	ω	γ	Ss	C	Φ	Ko	Ks	Es	ν
QAL-IV (1)	0.00 a 0.60 CAPA VEGETAL ARCILLA CON RAICES VEGETALES.	-	46.20	-	-	-	-	-	-	-	-
QAL-IV (2)	0.60 a 1.80 ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA FINA DE CONSISTENCIA MEDIA DE COLOR GRIS OSCURO.	CH	55.80	1.52	2.60	7.50	0.00	-	-	-	-
QLA-II (1)	1.80 a 3.60 LIMO ARCILLOSO CON ARENA FINA DE COLOR GRIS VERDOSO CLARO.	MH	63.90	1.53	2.54	5.20	9.00	-	0.86	86.00	0.0116
QLA-II (2)	3.60 a 5.40 LIMO ARCILLOSO DE ALTA COMPRESIBILIDAD DE COLOR GRIS VERDOSO.	MH	126.00	1.24	2.40	2.70	8.00	-	0.46	44.00	0.0227
QAL-II (1)	5.40 a 7.20 LIMO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA FINA COLOR GRIS VERDOSO CLARO DE BAJA COMPRESIBILIDAD.	ML	30.40	1.81	2.69	0.00	32.00	-	2.70	270.00	0.0037
QLA-II (3)	7.20 a 10.20 ARCILLA LIMOSA DE ALTA COMPRESIBILIDAD DE COLOR GRIS VERDOSO OLIVO.	CH	45.20	1.67	2.59	5.30	9.00	-	2.02	189.00	0.0053

TABLA II.26 “PROPIEDADES INDICE Y MECÁNICAS SONDEO SPT 3”.

SONDEO SPT 3											
UNIDAD	PROFUNDIDAD DESCRIPCION DEL SUELO	SUCS	ω	γ	Ss	C	Φ	Ko	Ks	Es	ν
QAL-IV (1)	0.00 a 0.80 RELLENO ARCILLA ARENOSA CON GRAVAS CAFÉ OSCURO.	-	27.40	1.76	-	-	-	-	-	-	-
QLA-II (1)	0.8 a 2.40 LIMO ARCILLOSO DE ALTA COMPRESIBILIDAD DE COLOR GRIS VERDOSO.	MH	35.30	1.67	2.60	4.00	18.00	-	0.87	83.00	0.0120
QAL-II (1)	2.40 a 4.60 LIMO ARCILLOSO CON ARENA FINA DE BAJA COMPRESIBILIDAD DE COLOR GRIS VERDOSO.	SM	27.00	1.75	2.58	0.00	32.00	-	3.41	320.00	0.0031
TV-II (1)	4.60 a 6.60 ARENA LIMOSA DE BAJA PLASTICIDAD DE COLOR CAFÉ CLARO ROJIZO.	SM	41.40	1.67	2.63	8.00	27.00	-	4.04	379.00	0.0026
TV-II (1)	6.60 a 10.20 GRAVAS Y ARENAS DE TEZONTLE DE COLOR NEGRO EMPACADAS EN ARCILLA.	GC-CP	21.50	0.00	2.55	0.00	34.00	-	5.47	480.00	0.0021

PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO

TABLA II.27 “PROPIEDADES INDICE Y MECÁNICAS SONDEO SPT 4”.

SONDEO SPT 4											
UNIDAD	PROFUNDIDAD DESCRIPCION DEL SUELO	SUCS	ω	γ	Ss	C	Φ	Ko	Ks	Es	ν
QAL-IV (1)	0.00 a 1.00 CAPA VEGETAL ARCILLA NEGRA CON RELLENO, CARPETA ASFALTICA Y CAPA DE TEPETATE.	-	10.50	-	-	-	-	-	-	-	-
QAL-IV (2)	1.00 A 2.40 ARCILLA LIMOSA GRIS OSCURO MUY PLASTICA CON POCAS ARENAS FINAS.	CH	17.80	1.87	2.60	4.80	14.00	-	0.97	93.00	0.0108
QLA-II (2)	2.40 A 3.60 LIMO ARCILLOSO CON ARENAS FINAS, DE COLOR GRIS VERDOSO CLARO MUY COMPACTO.	ML	40.10	1.56	2.58	-	-	-	-	-	-
QAL-II (1)	3.60 A 4.80 ARENA FINA POCO LIMOSA DE COLOR GRIS VERDOSO.	SM	17.00	1.68	2.66	0.00	32.00	-	-	-	-
QLA-II (2)	4.80 A 5.70 ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD DE COLOR CAFÉ CLARO.	CH	98.70	1.23	2.40	1.80	6.00	-	0.25	24.00	0.0417
QAL-II (2)	5.70 A 8.40 ARENA FINA LIMOSA GRIS VERDOSA CON LENTE DE LIMO CEMENTADO.	SM	24.40	1.94	2.43	0.00	32.00	-	2.88	270.00	0.0037
QLA-II (3)	8.40 A 9.70 LIMO ARCILLOSO CON ARENAS FINAS DE COLOR GRIS VERDOSO	MH	23.50	1.88	2.38	6.00	0.00	-	1.81	170.00	0.0059

TABLA II.28 “PROPIEDADES INDICE Y MECÁNICAS SONDEO SPT 5”.

SONDEO SPT 5											
UNIDAD	PROFUNDIDAD DESCRIPCION DEL SUELO	SUCS	ω	γ	Ss	C	Φ	Ko	Ks	Es	ν
QAL-IV (1)	0.00 a 0.40 CAPA VEGETAL ARCILLA NEGRA CON RELLENO, CARPETA ASFALTICA Y CAPA DE TEPETATE.	-	29.90	-	-	-	-	-	-	-	-
QAL-IV (2)	0.40 A 1.20 ARENA FINA CON GRAVILLAS Y LIMOS POCO PLASTICOS COLOR GRIS VERDOSO.	SM	19.30	1.52	-	-	-	-	-	-	-
QLA-II (1)	1.20 A 1.80 LIMO ARCILLOSO DE COLOR GRIS VERDOSO CLARO.	MH	41.60	-	2.62	6.50	0.00	-	-	-	-
QAL-II (1)	1.80 A 3.00 ARENA FINA POCO LIMOSA DE COLOR GRIS CLARO.	SM	15.40	1.73	2.58	0.00	32.00	-	2.52	240.00	0.0042
QLA-II (2)	3.00 A 3.60 ARENA FINA POCO LIMOSA DE COLOR GRIS VERDOSO.	SM	32.00	-	-	-	-	-	-	-	-
TV-II (1)	3.60 A 9.00 ARENA FINA LIMOSA DE BAJA PLASTICIDAD DE COLOR CAFÉ CLARO ROJIZO.	SM	21.80	1.86	2.66	7.40	28.00	-	2.70	258.00	0.0040

II.3.8 DISEÑO GEOTÉCNICO.

En este subcapítulo se revisarán las condiciones de estabilidad del comportamiento mecánico del suelo de cimentación en el cual se apoyará la tubería del colector, para lo cual se considera que la cimentación de la tubería será la estructura térrea del sistema de la cama y del terreno natural, cabe mencionar que el suelo de cimentación presentará un comportamiento mecánico variable en función al depósito en el cual se apoyará la tubería a lo largo de su eje, el cual dependerá de las condiciones estratigráficas en cada sitio y del nivel de arrastre de proyecto de la tubería.

II.3.8.1 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO.

De acuerdo a las condiciones estratigráficas que se encontraron en los sitios SPT1, SPT2 y SPT4 y al nivel de arrastre estimado de la tubería en estos, los suelos de apoyo se pueden considerar como puramente cohesivos, y la capacidad de carga se determinó bajo la siguiente igualdad, que recomiendan las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

$$Q_{adm} = (C \cdot N_c) F_r + P_v$$

En tanto que, considerando las condiciones estratigráficas que se encontraron en los sitios SPT3, SPT5 y al nivel de arrastre de la tubería, esta quedará apoyada sobre suelos aluviales y volcánicos, que se consideran como friccionantes, por lo que la capacidad de carga se estimó bajo la siguiente igualdad:

$$Q_{adm} = ((P_o \cdot (N_q - 1)) + (0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)) F_r + P_v$$

En donde, de las igualdades anteriores se tiene:

- Q_{adm} : Capacidad de carga admisible de la cimentación.
 C : Cohesión del suelo.
 N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo en el cual se apoyara la tubería.

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

N_c : Factor de capacidad de carga adimensional que depende de las dimensiones de la superficie de contacto de la cimentación con el suelo de apoyo, y de la profundidad de desplante de ésta. Dicho factor se determina con la siguiente expresión:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 B/L + 0.25 D_f/B)$$

P_v : Esfuerzo vertical = $\gamma \cdot D_f$.

γ : Peso específico del material bajo el desplante de la cimentación (ton/m³).

D_f : Profundidad de desplante de la cimentación.

F_r : Factor de reducción a la capacidad de carga (0.35).

B : Ancho de la cimentación propuesta, en m.

L : Largo de la cimentación propuesta, en m.

P_o : Esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante de la cimentación (ton/m²), debido al peso propio de la masa del suelo sobre dicho nivel, determinado como:

$$P_o = \sum(\gamma' \cdot z)$$

γ' : Peso específico del suelo que se encuentra sobre el desplante de la cimentación.

Z : Espesor del (los) estrato(s) de suelo que se localizan sobre el desplante de la cimentación.

Sustituyendo cada uno de los parámetros anteriormente descritos por sus valores correspondientes dentro de las expresiones anteriores, se obtuvieron varias capacidades de carga admisibles para las distintas condiciones del comportamiento mecánico del suelo en que se apoyará la tubería a lo largo del eje del colector, en las Tablas II.29 a II.33 “Análisis de la capacidad de carga en los sitios explorados” se pueden visualizar dichos resultados. En la Tabla II.34 “Resumen del factor de seguridad en los sitios explorados” se presenta un resumen del factor de seguridad en cada uno de los sondeos y la profundidad de desplante para la tubería del colector de proyecto.

II.3.8.2 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN.

Se trata de revisar las condiciones de estabilidad de la excavación de las cepas que se tienen que realizar para la colocación de la tubería, para lo cual se procede a revisar la estabilidad del fondo de la excavación, bajo la consideración de que se tendrá que realizar una excavación a cielo abierto por medios mecánicos con un ancho mínimo de 1.90 m. (para alojar tubería de 1.00 m. de diámetro como mínimo) a una profundidad para las condiciones más críticas de 6.27 m. (profundidad máxima de excavación en el sitio de sondeo SPT3).

A) REVISIÓN DE FALLA DE FONDO GENERAL:

Se revisó que la estabilidad en el fondo de la excavación se cumpliera para la profundidad máxima por excavar, de acuerdo a la siguiente desigualdad:

$$P_v + (q * F_c) \leq C * N_c * F_r$$

Donde:

C: Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación (4.00 ton/m²) como un promedio pesado de las resistencias no drenadas de aquellos suelos que se localizan por debajo del fondo de la excavación y hasta una profundidad igual al ancho de la excavación medida a partir del fondo de la misma.

N_c: Factor de capacidad de carga adimensional que depende de las dimensiones de la superficie de contacto de la cimentación con el suelo de apoyo, y de la profundidad de desplante de ésta. Dicho factor se determina con la siguiente expresión:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 B/L + 0.25 D_f/B)$$

P_v: Esfuerzo vertical total a nivel del fondo de la excavación, igual a $\gamma * D_f$.

q: Sobrecarga a nivel de la corona del suelo de relleno, se consideró una sobrecarga de 2.0 ton/m² para efectos de tomar en cuenta el peso propio de las estructuras vecinas.

γ : Peso específico del material que va a ser excavado.

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

Df. Profundidad de la excavación, 3.00 m.

TABLA II.29 "ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA SITIO SPT1".

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE														
SITIO: SPT 1														
OBRA: EMISOR DE AGUAS RESIDUALES						CIMENTACION PROPUESTA PARA LA ESTRUCTURA								
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MELCHOR OCAÑO, ESTADO DE MEXICO						TUBERIA DE CONCRETO								
CLIENTE: CAEM						PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL MATERIAL QUE SON FUNCION								
FECHA: JULIO DEL 2009						DE APOYO								
TIPO DE CIMENTACION	ESTRATO DE APOYO DE LA ZAPATA	BASE DE LA ZAPATA B M	LONGITUD DE LA ZAPATA L M	COTA DE DESPLANTE Z M	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Df M	SOBRECARGA DEL SUELO Pv TON/M2	PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL MATERIAL QUE SON FUNCION DE APOYO			PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL MATERIAL QUE SON FUNCION DEL ANILLO DE FRICCION INTERNA			FACTOR DE REDUCCION Fr	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Qadm TON/M2
							C TON/M2	φ °	γ TON/M3	Nc	Nq	Ny		
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-4.000	4.000	5.606	2.700	0.000	0.190	11.599	1.000	0.000	0.350	18.53
		1.00	30.00	-4.000	4.000	5.606	2.700	0.000	0.190	10.323	1.000	0.000	0.350	17.32
		1.20	30.00	-4.000	4.000	5.606	2.700	0.000	0.190	9.475	1.000	0.000	0.350	16.52
		1.40	30.00	-4.000	4.000	5.606	2.700	0.000	0.190	8.871	1.000	0.000	0.350	15.95
		1.60	30.00	-4.000	4.000	5.606	2.700	0.000	0.190	8.421	1.000	0.000	0.350	15.53
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-4.250	4.250	5.694	2.700	0.000	0.190	12.001	1.000	0.000	0.350	19.03
		1.00	30.00	-4.250	4.250	5.694	2.700	0.000	0.190	10.644	1.000	0.000	0.350	17.74
		1.20	30.00	-4.250	4.250	5.694	2.700	0.000	0.190	9.742	1.000	0.000	0.350	16.89
		1.40	30.00	-4.250	4.250	5.694	2.700	0.000	0.190	9.101	1.000	0.000	0.350	16.51
		1.60	30.00	-4.250	4.250	5.694	2.700	0.000	0.190	8.622	1.000	0.000	0.350	15.83
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-4.500	4.500	5.781	2.700	0.000	0.190	12.402	1.000	0.000	0.350	19.52
		1.00	30.00	-4.500	4.500	5.781	2.700	0.000	0.190	10.965	1.000	0.000	0.350	18.17
		1.20	30.00	-4.500	4.500	5.781	2.700	0.000	0.190	10.010	1.000	0.000	0.350	17.26
		1.40	30.00	-4.500	4.500	5.781	2.700	0.000	0.190	9.330	1.000	0.000	0.350	16.62
		1.60	30.00	-4.500	4.500	5.781	2.700	0.000	0.190	8.823	1.000	0.000	0.350	16.14
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-4.750	4.750	5.781	2.700	0.000	0.190	12.804	1.000	0.000	0.350	19.90
		1.00	30.00	-4.750	4.750	5.851	2.700	0.000	0.190	11.287	1.000	0.000	0.350	18.56
		1.20	30.00	-4.750	4.750	5.851	2.700	0.000	0.190	10.278	1.000	0.000	0.350	17.61
		1.40	30.00	-4.750	4.750	5.851	2.700	0.000	0.190	9.560	1.000	0.000	0.350	16.93
		1.60	30.00	-4.750	4.750	5.851	2.700	0.000	0.190	9.023	1.000	0.000	0.350	16.43
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-5.000	5.000	5.921	2.700	0.000	0.190	13.206	1.000	0.000	0.350	20.47
		1.00	30.00	-5.000	5.000	5.921	2.700	0.000	0.190	11.608	1.000	0.000	0.350	18.96
		1.20	30.00	-5.000	5.000	5.921	2.700	0.000	0.190	10.546	1.000	0.000	0.350	17.96
		1.40	30.00	-5.000	5.000	5.921	2.700	0.000	0.190	9.789	1.000	0.000	0.350	17.24
		1.60	30.00	-5.000	5.000	5.921	2.700	0.000	0.190	9.224	1.000	0.000	0.350	16.71

TABLA II.30 "ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA SITIO SPT2".

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE														
SITIO: SPT 2														
OBRA: EMISOR DE AGUAS RESIDUALES														
CLIENTE: CAEM														
FECHA: JULIO DEL 2009														
CIMENTACION PROPUESTA PARA LA ESTRUCTURA														
TUBERIA DE CONCRETO														
TIPO DE CIMENTACION	ESTRATO DE APOYO DE LA ZAPATA	BASE DE LA ZAPATA B M	LONGITUD DE LA ZAPATA L M	COTA DE DESPLANTE Z M	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Df M	SOBRECARGA DEL SUELO Pv TON/M2	PARAMETROS DE RESISTENCIA DE UNIDADES DE RESISTENCIA QUE SON FUNCION DEL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA				FACTOR DE REDUCCION Fr	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Qadm TON/M2		
							C TON/M2	ϕ °	γ TON/M3	Nc			Nq	N γ
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-2.000	2.000	3.303	5.200	0.000	1.650	8.387	1.000	0.000	0.350	19.72
		1.00	30.00	-2.000	2.000	3.303	5.200	0.000	1.650	7.753	1.000	0.000	0.350	18.57
		1.20	30.00	-2.000	2.000	3.303	5.200	0.000	1.650	7.333	1.000	0.000	0.350	17.81
		1.40	30.00	-2.000	2.000	3.303	5.200	0.000	1.650	7.036	1.000	0.000	0.350	17.26
		1.60	30.00	-2.000	2.000	3.303	5.200	0.000	1.650	6.815	1.000	0.000	0.350	16.86
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-2.250	2.250	3.716	5.200	0.000	1.650	8.788	1.000	0.000	0.350	21.01
		1.00	30.00	-2.250	2.250	3.716	5.200	0.000	1.650	8.074	1.000	0.000	0.350	19.71
		1.20	30.00	-2.250	2.250	3.716	5.200	0.000	1.650	7.601	1.000	0.000	0.350	18.85
		1.40	30.00	-2.250	2.250	3.553	5.200	0.000	1.650	7.265	1.000	0.000	0.350	18.02
		1.60	30.00	-2.250	2.250	3.716	5.200	0.000	1.650	7.016	1.000	0.000	0.350	17.78
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-2.500	2.500	4.128	5.200	0.000	1.650	9.190	1.000	0.000	0.350	22.30
		1.00	30.00	-2.500	2.500	4.128	5.200	0.000	1.650	8.395	1.000	0.000	0.350	20.85
		1.20	30.00	-2.500	2.500	4.128	5.200	0.000	1.650	7.868	1.000	0.000	0.350	19.89
		1.40	30.00	-2.500	2.500	4.128	5.200	0.000	1.650	7.495	1.000	0.000	0.350	19.21
		1.60	30.00	-2.500	2.500	4.128	5.200	0.000	1.650	7.216	1.000	0.000	0.350	18.71
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-2.750	2.750	4.541	5.200	0.000	1.650	9.591	1.000	0.000	0.350	23.59
		1.00	30.00	-2.750	2.750	4.541	5.200	0.000	1.650	8.717	1.000	0.000	0.350	21.99
		1.20	30.00	-2.750	2.750	4.541	5.200	0.000	1.650	8.136	1.000	0.000	0.350	20.94
		1.40	30.00	-2.750	2.750	4.541	5.200	0.000	1.650	7.724	1.000	0.000	0.350	20.19
		1.60	30.00	-2.750	2.750	4.541	5.200	0.000	1.650	7.417	1.000	0.000	0.350	19.63
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-3.000	3.000	4.953	5.200	0.000	1.650	9.993	1.000	0.000	0.350	24.87
		1.00	30.00	-3.000	3.000	4.953	5.200	0.000	1.650	9.038	1.000	0.000	0.350	23.14
		1.20	30.00	-3.000	3.000	4.953	5.200	0.000	1.650	8.404	1.000	0.000	0.350	21.98
		1.40	30.00	-3.000	3.000	4.953	5.200	0.000	1.650	7.954	1.000	0.000	0.350	21.16
		1.60	30.00	-3.000	3.000	4.953	5.200	0.000	1.650	7.618	1.000	0.000	0.350	20.55

TABLA II.31 "ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA SITIO SPT3".

TIPO DE CIMENTACION		ESTRATO DE APOYO DE LA ZAPATA	BASE DE LA ZAPATA		LONGITUD DE LA ZAPATA	COTA DE DESPLANTE		PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	Pv TON/M2	PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL TIPO DE TERRENO DEL APOYO				PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL TIPO DE TERRENO DEL ANSULO DE FRICCION INTERNA				FACTOR DE REDUCCION	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Qadm TON/M2
			B	M		L	M			Z	M	C	φ	γ	Nc	Nq	Ny		
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-5.000	5.000	8.446	0.000	27.000	0.670	13.206	13.379	14.496	0.200	31.82					
		1.00	30.00	-5.000	5.000	8.446	0.000	27.000	0.670	11.608	13.423	14.502	0.200	32.09					
		1.20	30.00	-5.000	5.000	8.446	0.000	27.000	0.670	10.546	13.468	14.508	0.200	32.36					
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	1.40	30.00	-5.000	5.000	8.446	0.000	27.000	0.670	9.789	13.513	14.513	0.200	32.63					
		1.60	30.00	-5.000	5.000	8.446	0.000	27.000	0.670	9.224	13.558	14.519	0.200	32.90					
		0.80	30.00	-5.250	5.250	8.614	0.000	27.000	0.670	13.607	13.379	14.496	0.200	32.44					
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	1.00	30.00	-5.250	5.250	8.614	0.000	27.000	0.670	11.929	13.423	14.502	0.200	32.71					
		1.20	30.00	-5.250	5.250	8.614	0.000	27.000	0.670	10.813	13.468	14.508	0.200	32.98					
		1.40	30.00	-5.250	5.250	8.696	0.000	27.000	0.670	10.019	13.513	14.513	0.200	33.56					
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	1.60	30.00	-5.250	5.250	8.614	0.000	27.000	0.670	9.425	13.558	14.519	0.200	33.53					
		0.80	30.00	-5.500	5.500	8.781	0.000	27.000	0.670	14.009	13.379	14.496	0.200	33.05					
		1.00	30.00	-5.500	5.500	8.781	0.000	27.000	0.670	12.250	13.423	14.502	0.200	33.33					
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	1.20	30.00	-5.500	5.500	8.781	0.000	27.000	0.670	11.081	13.468	14.508	0.200	33.60					
		1.40	30.00	-5.500	5.500	8.781	0.000	27.000	0.670	10.248	13.513	14.513	0.200	33.87					
		1.60	30.00	-5.500	5.500	8.781	0.000	27.000	0.670	9.626	13.558	14.519	0.200	34.15					
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	-5.750	5.750	8.949	0.000	27.000	0.670	14.410	13.379	14.496	0.200	33.67					
		1.00	30.00	-5.750	5.750	8.949	0.000	27.000	0.670	12.572	13.423	14.502	0.200	33.94					
		1.20	30.00	-5.750	5.750	8.949	0.000	27.000	0.670	11.349	13.468	14.508	0.200	34.22					
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	1.40	30.00	-5.750	5.750	8.949	0.000	27.000	0.670	10.478	13.513	14.513	0.200	34.49					
		1.60	30.00	-5.750	5.750	8.949	0.000	27.000	0.670	9.827	13.558	14.519	0.200	34.77					
		0.80	30.00	-6.000	6.000	9.049	0.000	27.000	0.670	14.812	13.379	14.496	0.200	34.04					
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	1.00	30.00	-6.000	6.000	9.049	0.000	27.000	0.670	12.893	13.423	14.502	0.200	34.31					
		1.20	30.00	-6.000	6.000	9.049	0.000	27.000	0.670	11.616	13.468	14.508	0.200	34.59					
		1.40	30.00	-6.000	6.000	9.049	0.000	27.000	0.670	10.707	13.513	14.513	0.200	34.87					
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	1.60	30.00	-6.000	6.000	9.049	0.000	27.000	0.670	10.027	13.558	14.519	0.200	35.14					

TABLA II.32 "ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA SITIO SPT4".

TIPO DE CIMENTACION		ESTRATO DE APOYO DE LA ZAPATA	BASE DE LA ZAPATA B M	LONGITUD DE LA ZAPATA L M	COTA DE DESPLANTE Z M	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Df M	SOBRECARGA DEL SUELO Pv TON/M2	PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO DE APOYO				PARAMETROS DE RESISTENCIA DE LOS MIEMBROS DE RESISTENCIA QUE SON FUNCION DEL ANGULO DE FROCCION INTERNA				FACTOR DE REDUCCION Fr	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Qadm TON/M2
								C TON/M2	φ °	γ TON/M3	Nc	Nq	Ny				
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL		0.80	30.00	-4.000	4.000	6.862	1.800	0.000	0.290	11.599	1.000	0.000	0.350	16.30		
			1.00	30.00	-4.000	4.000	6.862	1.800	0.000	0.290	10.323	1.000	0.000	0.350	15.50		
			1.20	30.00	-4.000	4.000	6.862	1.800	0.000	0.290	9.475	1.000	0.000	0.350	14.96		
			1.40	30.00	-4.000	4.000	6.862	1.800	0.000	0.290	8.871	1.000	0.000	0.350	14.58		
			1.60	30.00	-4.000	4.000	6.862	1.800	0.000	0.290	8.421	1.000	0.000	0.350	14.30		
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL		0.80	30.00	-4.250	4.250	6.832	1.800	0.000	0.290	12.001	1.000	0.000	0.350	16.78		
			1.00	30.00	-4.250	4.250	6.832	1.800	0.000	0.290	10.644	1.000	0.000	0.350	15.93		
			1.20	30.00	-4.250	4.250	6.832	1.800	0.000	0.290	9.742	1.000	0.000	0.350	15.36		
			1.40	30.00	-4.250	4.250	6.812	1.800	0.000	0.290	9.101	1.000	0.000	0.350	15.06		
			1.60	30.00	-4.250	4.250	6.832	1.800	0.000	0.290	8.622	1.000	0.000	0.350	14.65		
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL		0.80	30.00	-4.500	4.500	7.002	1.800	0.000	0.290	12.402	1.000	0.000	0.350	17.27		
			1.00	30.00	-4.500	4.500	7.002	1.800	0.000	0.290	10.965	1.000	0.000	0.350	16.36		
			1.20	30.00	-4.500	4.500	7.002	1.800	0.000	0.290	10.010	1.000	0.000	0.350	15.76		
			1.40	30.00	-4.500	4.500	7.002	1.800	0.000	0.290	9.330	1.000	0.000	0.350	15.33		
			1.60	30.00	-4.500	4.500	7.002	1.800	0.000	0.290	8.823	1.000	0.000	0.350	15.01		
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL		0.80	30.00	-4.750	4.750	7.172	1.800	0.000	0.290	12.804	1.000	0.000	0.350	17.75		
			1.00	30.00	-4.750	4.750	7.172	1.800	0.000	0.290	11.287	1.000	0.000	0.350	16.79		
			1.20	30.00	-4.750	4.750	7.172	1.800	0.000	0.290	10.278	1.000	0.000	0.350	16.16		
			1.40	30.00	-4.750	4.750	7.172	1.800	0.000	0.290	9.560	1.000	0.000	0.350	15.70		
			1.60	30.00	-4.750	4.750	7.172	1.800	0.000	0.290	9.023	1.000	0.000	0.350	15.37		
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL		0.80	30.00	-5.000	5.000	7.342	1.800	0.000	0.290	13.206	1.000	0.000	0.350	18.23		
			1.00	30.00	-5.000	5.000	7.342	1.800	0.000	0.290	11.608	1.000	0.000	0.350	17.22		
			1.20	30.00	-5.000	5.000	7.342	1.800	0.000	0.290	10.546	1.000	0.000	0.350	16.56		
			1.40	30.00	-5.000	5.000	7.342	1.800	0.000	0.290	9.789	1.000	0.000	0.350	16.08		
			1.60	30.00	-5.000	5.000	7.342	1.800	0.000	0.290	9.224	1.000	0.000	0.350	15.72		

ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

SITIO: SPT 4

OBRA: EMISOR DE AGUAS RESIDUALES
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MELCHOR OCCAMPO, ESTADO DE MEXICO

CLIENTE: CAEM
FECHA: JULIO DEL 2009

CIMENTACION PROPUESTA PARA LA ESTRUCTURA
TUBERIA DE CONCRETO

TABLA II.33 "ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA SITIO STP5".

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE													SITIO: SPT 5				
OBRA: EMISOR DE AGUAS RESIDUALES													CIMENTACION PROPUESTA PARA LA ESTRUCTURA				
LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MELCHOR OCCAMPO, ESTADO DE MEXICO													TUBERIA DE CONCRETO				
CLIENTE: CAEM													FR				
FECHA: JULIO DEL 2008													Fr				
TIPO DE CIMENTACION	ESTRATO DE APOYO DE LA ZAPATA	BASE DE LA ZAPATA	L	M	Z	M	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	Df	M	SOBRECARGA DEL BUELO	Pv	TON/M2	PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL BUELO DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA				CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE
													C	φ	γ	Nc	
		M										TON/M2	TON/M3				TON/M2
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	30.00	-4.000	4.000	4.000	6.485	0.000	26.000	0.850	11.599	12.008	12.554	0.200	22.91	
		1.00	30.00	30.00	-4.000	4.000	4.000	6.485	0.000	26.000	0.850	10.323	12.047	12.557	0.200	23.18	
		1.20	30.00	30.00	-4.000	4.000	4.000	6.485	0.000	26.000	0.850	9.475	12.086	12.560	0.200	23.44	
		1.40	30.00	30.00	-4.000	4.000	4.000	6.485	0.000	26.000	0.850	8.871	12.124	12.563	0.200	23.70	
		1.60	30.00	30.00	-4.000	4.000	4.000	6.485	0.000	26.000	0.850	8.421	12.163	12.566	0.200	23.97	
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	30.00	-4.250	4.250	4.250	6.698	0.000	26.000	0.850	12.001	12.008	12.554	0.200	23.64	
		1.00	30.00	30.00	-4.250	4.250	4.250	6.698	0.000	26.000	0.850	10.644	12.047	12.557	0.200	23.90	
		1.20	30.00	30.00	-4.250	4.250	4.250	6.698	0.000	26.000	0.850	9.742	12.086	12.560	0.200	24.17	
		1.40	30.00	30.00	-4.250	4.250	4.250	6.735	0.000	26.000	0.850	9.101	12.124	12.563	0.200	24.56	
		1.60	30.00	30.00	-4.250	4.250	4.250	6.698	0.000	26.000	0.850	8.622	12.163	12.566	0.200	24.70	
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	30.00	-4.500	4.500	4.500	6.910	0.000	26.000	0.850	12.402	12.008	12.554	0.200	24.36	
		1.00	30.00	30.00	-4.500	4.500	4.500	6.910	0.000	26.000	0.850	10.965	12.047	12.557	0.200	24.63	
		1.20	30.00	30.00	-4.500	4.500	4.500	6.910	0.000	26.000	0.850	10.010	12.086	12.560	0.200	24.89	
		1.40	30.00	30.00	-4.500	4.500	4.500	6.910	0.000	26.000	0.850	9.330	12.124	12.563	0.200	25.16	
		1.60	30.00	30.00	-4.500	4.500	4.500	6.910	0.000	26.000	0.850	8.823	12.163	12.566	0.200	25.43	
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	30.00	-4.750	4.750	4.750	7.123	0.000	26.000	0.850	12.804	12.008	12.554	0.200	25.08	
		1.00	30.00	30.00	-4.750	4.750	4.750	7.123	0.000	26.000	0.850	11.287	12.047	12.557	0.200	25.35	
		1.20	30.00	30.00	-4.750	4.750	4.750	7.123	0.000	26.000	0.850	10.278	12.086	12.560	0.200	25.62	
		1.40	30.00	30.00	-4.750	4.750	4.750	7.123	0.000	26.000	0.850	9.560	12.124	12.563	0.200	25.89	
		1.60	30.00	30.00	-4.750	4.750	4.750	7.123	0.000	26.000	0.850	9.023	12.163	12.566	0.200	26.16	
TUBERIA DE CONCRETO	TERRENO NATURAL	0.80	30.00	30.00	-5.000	5.000	5.000	7.250	0.000	26.000	0.850	13.206	12.008	12.554	0.200	25.52	
		1.00	30.00	30.00	-5.000	5.000	5.000	7.250	0.000	26.000	0.850	11.608	12.047	12.557	0.200	25.79	
		1.20	30.00	30.00	-5.000	5.000	5.000	7.250	0.000	26.000	0.850	10.548	12.086	12.560	0.200	26.06	
		1.40	30.00	30.00	-5.000	5.000	5.000	7.250	0.000	26.000	0.850	9.789	12.124	12.563	0.200	26.32	
		1.60	30.00	30.00	-5.000	5.000	5.000	7.250	0.000	26.000	0.850	9.224	12.163	12.566	0.200	26.59	

**TABLA II.34 “RESUMEN DEL FACTOR DE SEGURIDAD
SITIOS EXPLORADOS”.**

SONDEO	CADENAMIENTO	COTA DE BROCAL DEL SONDEO	COTA DE ARRASTRE DE LA TUBERIA	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA TUBERIA (Df)	FACTOR DE SEGURIDAD F.S.
SPT5	1 + 480.00	1007.597	1002.550	5.05	25.00
SPT4	4 + 580.00	1005.320	1000.600	4.72	17.00
SPT3	6 + 600.00	1005.520	999.250	6.27	34.00
SPT1	8 + 980.00	1002.787	997.700	5.08	18.00
SPT2	10 + 580.00	999.182	996.680	2.50	20.00

Fr: Factor de reducción a la resistencia del suelo del fondo de la excavación, 0.7 (considerando que la falla de fondo no afectará a instalaciones o a construcciones vecinas, inciso C, capítulo 5, de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones, o 0.50 si la falla afecta a construcciones o instalaciones municipales).

F_c: Factor de carga, 1.4.

B: Ancho de la zona por excavar, 1.90 m.

L: Largo de la zona por excavar, 1000.00 m.

Sustituyendo cada uno de los parámetros anteriormente descritos por sus valores correspondientes dentro de las expresiones anteriores, se determinó que la excavación puede realizarse en una sola operación de excavación sin poner en riesgo la estabilidad de la misma, en la Tabla II.35 “Factores de seguridad contra posible falla de fondo de la excavación” se presentan los resultados obtenidos en los sitios explorados a lo largo del eje del colector.

B) REVISIÓN DE FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN.

Debido a que el fondo de la excavación por realizar en la gran mayoría de su desarrollo a lo largo del eje del colector se realizará a profundidades mayores al nivel de aguas superficiales encontrados en los sitios explorados, y que el fondo de ésta quedará por abajo del nivel de aguas superficiales (aproximadamente 1.00

**PROYECTO EJECUTIVO DE UN COLECTOR
COMBINADO EN LA ZONA NORORIENTE
DEL ESTADO DE MEXICO**

m. en la mayoría de los sitios), se procedió a revisar la posibilidad de la falla del fondo de la excavación por los efectos de la subpresión, bajo la siguiente igualdad:

$$FS \geq \frac{h}{h_w * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m}\right)} \geq 1.2$$

En donde:

h: Espesor de la masa de suelo entre el fondo de la excavación y el primer depósito permeable.

h_w: Tirante o columna de agua al fondo de la excavación (1.10 m. máximo)

γ_m: Peso específico del suelo por debajo de la excavación (1.25 ton/m³).

γ_w: Peso específico del agua (1 ton/m³).

TABLA II.35 “FACTORES DE SEGURIDAD CONTRA FALLA DE FONDO”.

SONDEO	CADENA-MIENTO	COTA DE BROCAL DEL SONDEO	COTA DE ARRASTRE DE LA TUBERIA	PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACION H (m)	ANCHO DE LA EXCAVACION B(m)	COHESION DEL SUELO C(ton/m ²)	FACTOR DE SEGURIDAD F.S.
SPT5	1 + 480.00	1007.597	1002.550	5.05	1.90*	7.20	2.72
SPT4	4 + 580.00	1005.320	1000.600	4.72	1.90*	2.00	1.82
SPT3	6 + 600.00	1005.52	999.250	6.27	1.90*	8.00	2.88
SPT1	8 + 980.00	1002.787	997.700	5.08	1.90*	7.20	3.71
SPT2	10 + 580.00	999.182	996.680	2.50	1.90*	5.20	3.60

En el caso más crítico en los suelos plásticos limoarcillosos de origen lacustre (el cual se localizó en el sondeo SPT 1) se tiene que el factor de seguridad contra la posible falla de fondo por subpresión resultó ser mayor a 1.20, por lo que ésta será estable, no obstante para poder llevar a cabo los trabajos en seco se tendrá que colocar bombeo superficial de achique.

C) EXPANSIONES ELÁSTICAS EN EL FONDO DE LA EXCAVACIÓN.

Las expansiones elásticas que se presentarán en el material bajo el fondo de la excavación por efecto de alivio de presión al retirar el material excavado, se determinarán por medio de la siguiente expresión, la cual se basa en la teoría de la elasticidad:

$$S_e = \Delta P B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_s I_f$$

En donde:

- S_e : Asentamiento elástico.
 ΔP : Incremento de esfuerzos debido al incremento de carga.
 B' : Ancho de la cimentación.
 M : Relación de Poissón del material (0.25).
 E_s : Módulo de elasticidad del material (810 ton/m²).
 I_1 e I_2 : Factores de influencia, que son función de las relaciones (H/B' y L/B).
 I_f : Factor de corrección por profundidad de desplante.

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Sustituyendo cada uno de los parámetros anteriormente descritos por sus valores correspondientes dentro de las expresiones anteriores se obtuvo que la expansión máxima en el centro del fondo de la excavación será del orden de los 1.50 cm. Para la profundidad máxima de excavación en el sondeo SPT3.

II.3.8.3 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LAS PAREDES DE LA EXCAVACIÓN.

Se revisarán las condiciones de estabilidad de las paredes de corte de la excavación, para lo cual se analizó la estabilidad de los taludes de corte para definir la pendiente máxima en que puedan ser cortados sin poner en riesgo la estabilidad del personal que trabaje en el interior de estas. Para realizar dicho análisis se utilizó un programa de computadora basado en el método de las dovelas para suelos estratificados de Bishop.

Se revisó la estabilidad del talud del corte de la excavación, considerando que las paredes de la excavación se tendrán con cierta inclinación, para lo cual se encontró que el talud de corte será estable si se realiza con una proporción de 0.80:1 (horizontal-vertical). Se determinó un factor de seguridad mínimo del orden de 1.20, el cual se considera aceptable para un talud de tipo provisional.

II.3.8.4 ANÁLISIS DE LAS PRESIONES EN LAS PAREDES DE LA TUBERÍA.

A) ESTADO DE ESFUERZOS VERTICALES EN LA CLAVE DE LA TUBERÍA.

El estado de esfuerzos verticales desarrollados en las paredes de la tubería al nivel de la clave de la misma, se estimó como la suma de los esfuerzos inducidos por el peso propio del suelo de relleno que gravitará sobre el tubo, así como el estado de incremento de esfuerzos verticales producido por las cargas del tránsito vehicular.

El estado de esfuerzos verticales por peso propio del suelo de relleno, se determina de acuerdo a la teoría de esfuerzos efectivos verticales, según la siguiente ecuación:

$$\sigma_T = \sum (\gamma_m * h)$$

Donde:

σ_T : Presión vertical de tierra.

γ_m : Peso específico del material de relleno gravitando sobre la tubería (1.68 ton/m³).

h: Espesor del suelo de relleno gravitando sobre la clave de la tubería (5.20 m).

El incremento de esfuerzos verticales por peso de la sobrecarga se determina de acuerdo a la teoría de Bussinesq, considerando la carga que transmitirá bajo la presión de sus llantas un vehículo de proyecto del tipo tracto-camión de 30 ton., según la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_q = q * I_0$$

Donde:

$\Delta\sigma_q$: Incremento de presión vertical desarrollada en la clave de la tubería debido al peso de la sobrecarga.

q: Sobrecarga estimada en las llantas del vehículo de proyecto (30 ton/m²) para una superficie de sección circular de 0.40 m. de diámetro.

l_0 : Factor de influencia que define posición relativa entre la clave de la tubería y el plano en que se transmite la carga, bajo sus coordenadas x, y, z.

B) ESTADO DE ESFUERZOS HORIZONTALES EN LAS PAREDES DE LAS TUBERIAS.

El estado de esfuerzos horizontales debido al peso propio del suelo de relleno, se determina de acuerdo a las teorías al estado límite plástico por resistencia al esfuerzo cortante del suelo de relleno localizado aguas arriba de su tablero, según la siguiente ecuación:

$$\sigma_T = \gamma_m * h * k_0$$

Donde:

σ_T : Presión horizontal de tierra.

γ_m : Peso específico del material de relleno aguas arriba del tablero del muro (ton/m³).

h: Espesor de los estratos localizados aguas arriba del tablero del muro.

k_0 : Coeficiente de presión de reposo del suelo.

$$k_0 = 1 - \sin \phi$$

ϕ : Ángulo de fricción interna del material que confinará a las paredes de la tubería (variable según el tipo de suelo que se encuentra a lo largo del eje del colector).

El estado de esfuerzos horizontales debido al peso de la sobrecarga se determina de acuerdo a la teoría elástica, según la siguiente ecuación:

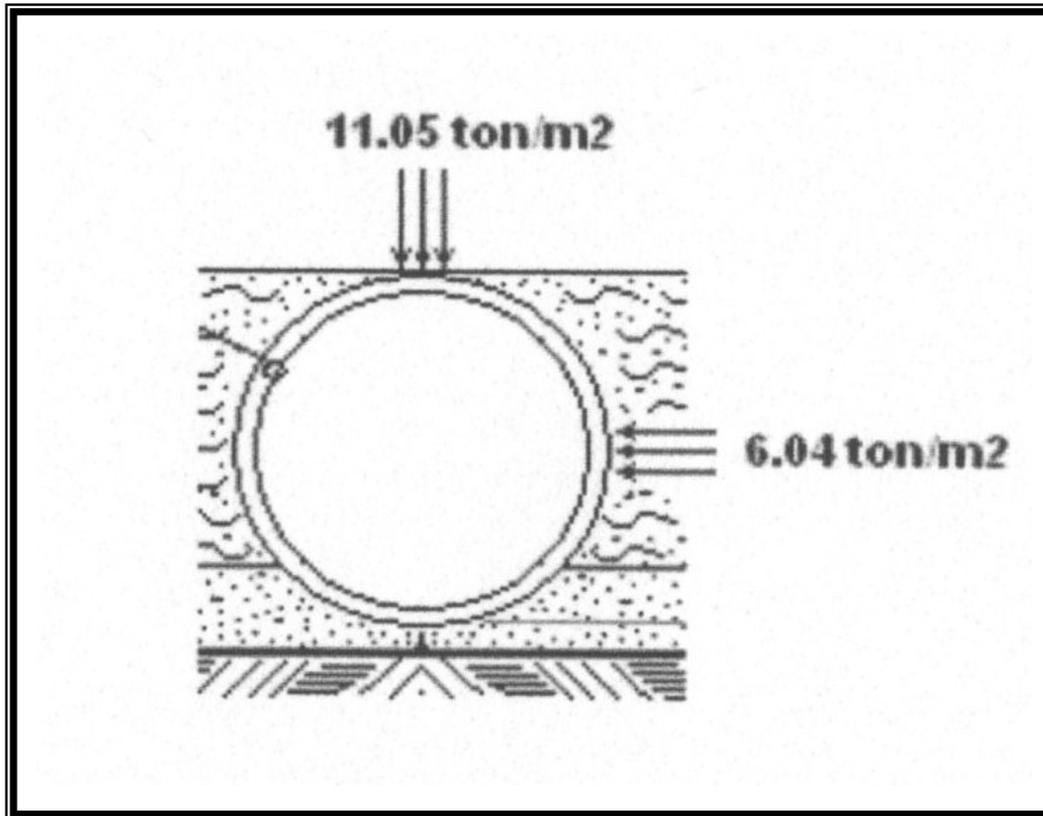
$$\sigma_q = q * k_A$$

σ_q : Presión horizontal desarrollada tras el respaldo del muro por la sobrecarga.

q: Sobrecarga estimada (2 ton/m²).

En la Figura II.43 “Presiones verticales y horizontales en el tubo” se presenta el diagrama de presiones verticales y horizontales a que estarán sujetas las paredes de la tubería por efecto del suelo y de las sobrecargas.

FIGURA II.43 “PRESIONES VERTICALES Y HORIZONTALES EN EL TUBO”.



II.4 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.

Los cambios positivos o negativos que se originan en el ambiente a causa de cualquier intervención del hombre, pero principalmente a nivel de obras gubernamentales o privadas, se han tratado de cuantificar mediante ciertas técnicas, que finalmente conducen a un simple balance de aspectos positivos y negativos. Al estudio correspondiente se le conoce como “análisis de efecto ambiental”.

Es conveniente aclarar que en el léxico técnico, por traducción directa del idioma inglés, se ha generalizado el denominar “impacto”, al cambio en el ambiente por efecto de una acción; así se habla de “Impacto Ambiental” cuando en realidad se trata de los efectos que provoca una acción en el ambiente.

II.4.1 METODOS PARA ESTUDIAR Y EVALUAR EL IMPACTO AMBIENTAL.

La política ecológica del Ejecutivo Federal en México prevé que la realización de obras o actividades públicas y privadas que puedan causar desequilibrios ecológicos o rebasar los límites y condiciones señaladas en los reglamentos y las normas técnicas ecológicas, se sujeten a la autorización previa del Gobierno Federal o de las entidades federativas o municipios. El proponente de un proyecto debe presentar ante la autoridad una manifestación de impacto ambiental, que es el documento mediante el cual se da a conocer con base en estudios, el impacto ambiental significativo y potencial que generaría una obra o actividad, así como la forma de evitarlo o atenuarlo en caso de que sea negativo.

Los estudios encaminados a identificar, predecir, evaluar y presentar los impactos ambientales y proponer las medidas de mitigación, deben realizarse previamente a la ejecución de las obras o actividades por lo que constituyen una importante herramienta en la etapa de planeación.

Ante el caudal de información que se maneja y por la complejidad de los fenómenos naturales y socioeconómicos que están involucrados en los proyectos, el desarrollo de los estudios de impacto ambiental requiere la participación de equipos interdisciplinarios.

II.4.1.1 PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR UN ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.

La primera etapa de un estudio de impacto ambiental Figura II.44 “Procedimiento general para realizar un estudio de impacto ambiental” consiste en describir las características del proyecto y las obras y actividades que en él se involucran en sus diferentes fases: selección del sitio, preparación del sitio y construcción, operación y mantenimiento, y abandono del sitio. A continuación debe hacerse una caracterización de la situación ambiental existente en la zona de influencia del proyecto, haciendo énfasis en los posibles niveles de alteración. La descripción del ambiente debe incluir los aspectos generales del medio natural (físico y biológico) y socioeconómico.

Como parte final de esta primera etapa, se predicen las condiciones ambientales futuras que se tendrían en el sitio, de no llevarse a cabo el proyecto.

La segunda etapa es el elemento fundamental del estudio de impacto ambiental y consiste en tres fases principales: identificación, predicción y evaluación de los efectos que tendrá la implantación del proyecto en sus diferentes etapas sobre el ambiente. Para llevar a cabo esta segunda etapa, se han desarrollado numerosas técnicas, que presentan diferencias en su objetivo, enfoque y requerimientos de información. Cada una de estas técnicas presenta ventajas y desventajas respecto de las otras, por lo que aquella o aquellas que se apliquen deberán seleccionarse considerando el tipo de proyecto, la información disponible y las características del ambiente en el sitio de que se trate.

En la tercera etapa del estudio se proponen las medidas de prevención y mitigación de los efectos negativos que ocasionaría el proyecto sobre el ambiente, tomando en cuenta los impactos evaluados en la etapa anterior.

Finalmente, la cuarta etapa del estudio consiste en comunicar sus resultados mediante el documento Manifestación de Impacto Ambiental.

II.4.1.2 TÉCNICAS DE EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL.

Para llevar a cabo la segunda etapa del estudio de impacto ambiental existen diversas técnicas simples y complejas que pueden aplicarse. Entre estas técnicas se incluyen diversas matrices de ponderación, listados, modelos de simulación por computadora, etcétera. La finalidad ideal que se persigue al aplicar las técnicas de análisis es cubrir las tres fases del estudio antes mencionadas: identificación, predicción y evaluación. Estas fases se resumen en la Tabla II.36 “Funciones analíticas de las tres fases de la segunda etapa del estudio de impacto ambiental” y se explican a continuación.

Fase 1: Identificación.

Consiste en identificar separadamente las actividades del proyecto que podrían provocar impactos sobre el ambiente en las etapas de selección y preparación del

FIGURA II.44 “PROCEDIMIENTO GENERAL PARA REALIZAR UN ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL”

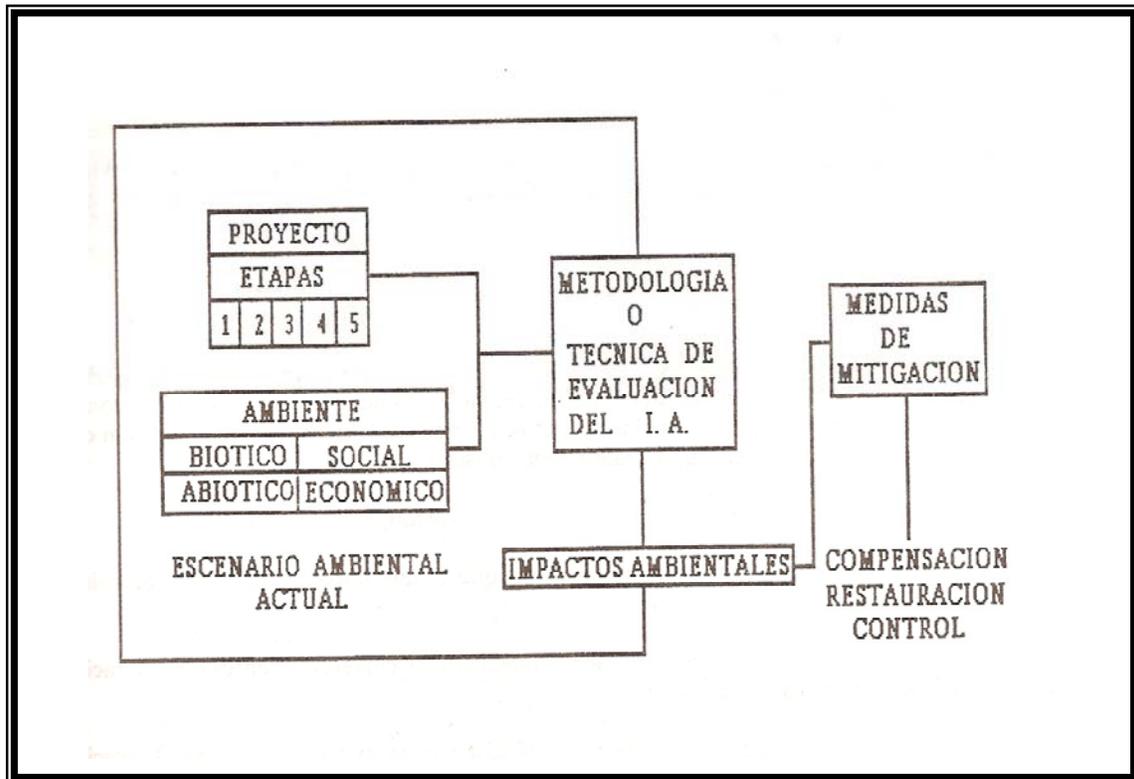


TABLA II.36 “FASES DE LA SEGUNDA ETAPA DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL”.

FASE	FUNCIÓN ANALÍTICA
IDENTIFICACIÓN	Descripción del sistema ambiental existente. Determinación de los componentes del proyecto. Definición de las alteraciones del medio causadas por el proyecto (incluyendo todos los componentes).
PREDICCIÓN	Estimación de las alteraciones ambientales significativas. Evaluación del cambio de la probabilidad de que ocurra el impacto.
EVALUACIÓN	Determinación de la incidencia de costos y beneficios en los grupos de usuarios y en la población afectada por el proyecto. Especificación y comparación de relaciones costo/beneficio entre varias alternativas.

sitio; construcción, operación y mantenimiento; y abandono al término de la vida útil. Asimismo se identifican los factores ambientales y sus atributos que se verían afectados.

Fase 2: Predicción.

Consiste en predecir la naturaleza y extensión de los impactos ambientales de las actividades identificadas. En esta fase se requiere cuantificar con indicadores efectivos el significado de los impactos.

Fase 3: Evaluación.

Consiste en evaluar los impactos ambientales cuantitativa y cualitativamente. De hecho, la política de estudiar los efectos en el ambiente carecería de utilidad si no se contara con una determinación cuantitativa y cualitativa de los impactos. Al conocer la naturaleza y dimensión de un impacto es posible tomar una decisión, la cual puede consistir en:

- Diseñar alguna medida de prevención o mitigación, o
- Determinar una alternativa del proyecto que genere impactos de menor magnitud e importancia.

La elección de cualquiera de estas opciones implicará las correspondientes consideraciones técnicas, económicas, sociales y financieras.

La segunda etapa del estudio de impacto ambiental es la que requiere más dedicación y esfuerzo, ya que debe ser desarrollada por un grupo de especialistas en diferentes disciplinas con el objeto de que queden cubiertas todas las áreas del ambiente. Esta actividad interdisciplinaria exige una estrecha comunicación entre los especialistas que la llevan a cabo, requiriéndose del trabajo en grupo para definir la importancia de los factores ambientales y la magnitud de los impactos.

La clasificación más ampliamente aceptada divide a las técnicas para identificar, predecir y evaluar los impactos ambientales, ver Tabla II.37 “Técnicas para identificar, predecir y evaluar los impactos ambientales”.

Estos métodos han sido elaborados y aplicados principalmente en los Estados Unidos y están desarrollados conforme a los lineamientos técnicos y legales de

ese país, por lo que para ser aplicados en México deben adecuarse a las condiciones nacionales.

II.4.1.3 PROCEDIMIENTOS PRAGMÁTICOS.

Consiste en integrar un grupo de especialistas en diferentes disciplinas para identificar impactos en sus áreas de especialidad (por ejemplo: flora, fauna, contaminación, aspectos económicos), buscando satisfacer los requerimientos de la legislación ambiental vigente en el sitio del estudio, referentes a la evaluación de impactos. En esta metodología no se definen parámetros específicos que deben ser investigados ni se realiza una evaluación formal de la magnitud de los impactos.

TABLA II.37 “TÉCNICAS PARA IDENTIFICAR, PREDECIR Y EVALUAR LOS IMPACTOS AMBIENTALES”.

PROCEDIMIENTOS PRAGMATICOS	COMITÉ INTERDISCIPLINARIO DE ESPECIALISTAS.
LISTADOS	LISTA ESTANDARIZADA DE IMPACTOS ASOCIADOS CON EL TIPO DE PROYECTO.
MATRICES	LISTAS GENERALIZADAS DE LAS POSIBLES ACTIVIDADES DE UN PROYECTO Y DE LOS FACTORES AMBIENTALES AFECTADOS POR MAS DE UNA ACCIÓN.
REDES	TRAZADO DE LIGAS CAUSALES.
MODELOS	CONCEPTUAL. - DESCRIBE LAS RELACIONES ENTRE LAS PARTES DEL SISTEMA. MATEMÁTICO. - MODELO CONCEPTUAL CUANTITATIVO. SIMULACIÓN EN COMPUTADORA. - REPRESENTACIÓN DINÁMICA DEL SISTEMA.
SOBREPOSICIONES	EVALUACIÓN VISUAL DE LA CAPACIDAD ECOLOGICA ANTERIOR Y POSTERIOR AL PROYECTO.
PROCEDIMIENTO ADAPTATIVO	COMBINACIÓN DE VARIAS TÉCNICAS.

II.4.1.4 LISTADOS.

En estas técnicas se parte de una lista maestra de factores ambientales y/o impactos seleccionándose y evaluándose aquellos impactos esperados para el proyecto y sus acciones específicas. Este tipo de listas se elaboran con un criterio interdisciplinario para identificar las acciones del proyecto que puedan causar impactos significativos, no relevantes o sin interés. Los listados pueden complementarse con instrucciones de la forma de presentar y usar los datos, y con la inclusión de criterios explícitos para impactos de cierta magnitud e importancia.

II.4.1.5 MATRICES.

Consisten básicamente en listados generalizados de las posibles actividades de un proyecto y de los factores ambientales potencialmente impactados. Ambas listas se colocan, indistintamente, en las columnas o renglones de la matriz. La utilización de las matrices difiere de los listados en que se identifican las posibles interacciones del proyecto y el ambiente; asimismo, permiten definir las acciones que generan más de un impacto y los factores ambientales afectados por más de una acción.

La mayoría de los sistemas basados en matrices, utilizan una escala que permite al evaluador la oportunidad de registrar niveles de intensidad. Algunas de ellas muestran la manera como el evaluador puede utilizar, de manera combinada, ciertos indicadores objetivos con opiniones de expertos e impresiones para asignar una calificación a cada una de las celdas dentro de la matriz. Otras metodologías están basadas en la asignación de pesos (ponderación) multiplicándolos por el rango de severidad, dentro de cada celda.

La matriz de Leopold fue el primer método que se estableció para las evaluaciones de impacto ambiental. Realmente es un sistema de información más que de evaluación, es decir, es un método de identificación, y se preparó para el Servicio Geológico del Ministerio del Interior de los Estados Unidos, como elemento de guía de los informes y las evaluaciones de impacto ambiental.

Este método es especialmente útil como evaluación preliminar de aquellos proyectos que tienen un gran impacto ambiental.

II.4.1.6 REDES.

Estas técnicas amplían el concepto de las matrices mediante la introducción de una red de causa-condición-efecto que permite la identificación de impactos acumulativos o indirectos, los cuales no son adecuadamente explicados a través de una secuencia simple de causa-efecto representada por matrices.

II.4.1.7 MODELOS.

Un modelo es una representación física, matemática, o en el mejor de los casos física-matemática, que reproduce las características y condiciones de un ecosistema, de modo que analizando esta información y las interacciones existentes, se puede llegar a la percepción y comprensión del comportamiento de tal sistema.

Es evidente que los modelos matemáticos son un reflejo expresado en ecuaciones y fórmulas matemáticas de modelos intuitivos elementales de nuestra imagen del funcionamiento del universo, y tienen por objeto efectuar una predicción.

II.4.1.8 SOBREPONICIONES.

Estas técnicas están basadas en el uso de una serie de mapas transparentes que se pueden sobreponer para producir una caracterización compuesta del ambiente regional. Los mapas describen factores ambientales o características del suelo y la distribución superficial del proyecto con todas sus obras complementarias. Este enfoque es efectivo para seleccionar alternativas e identificar ciertos tipos de impactos, ya que esta técnica localiza los factores limitativos para ciertos usos, pudiéndose así conocer los factores del ambiente más sensibles de ser afectados; sin embargo, no puede usarse para cuantificar estos impactos o identificar interacciones secundarias o terciarias.

II.4.1.9 PROCEDIMIENTO ADAPTATIVO.

Debido a que ninguna de las técnicas antes descritas cubre las tres fases del estudio: identificación, predicción y evaluación, es necesario complementarlas o combinarlas, resultando un procedimiento adaptativo.

II.4.2 CONCLUSIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO.

Dada la naturaleza de los trabajos y/o actividades que intervienen para la construcción del colector en estudio, se puede manifestar que en lo concerniente a la excavación que se debe realizar, se provocará de manera temporal tolvaneras que si pueden afectar o molestar a la población y a la fauna existente en la zona, la colocación de la tubería del colector, así como los pozos de visita, no representan un efecto negativo sobre el ambiente, por el contrario, este trabajo ayudará a eliminar focos de infección debido a que en la actualidad, existen descargas sanitarias en los canales existentes a cielo abierto que se encuentran en la zona y que son utilizados para riego.

Debido a que es un colector combinado el cual captará las aguas pluviales de la zona evitando inundaciones que si afectarían a la población, se puede considerar que el efecto general en el ambiente es positivo, por tal motivo, este proyecto es viable desde el punto de vista de impacto ambiental.

Una vez que se han concluido los estudios necesarios y con la información obtenida en los mismos se procede a desarrollar el cálculo geométrico del colector, el cual se verá con mayor detalle en el siguiente Capítulo III “Proyecto Ejecutivo”.