

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**"ENCAUZAMIENTO PLUVIAL Y ENTUBAMIENTO
SANITARIO DE LA BARRANCA PLAN DE AYALA"**

TESINA

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ALFONSO GUTIÉRREZ BADILLO

ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO

MAYO/2006



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ÍNDICE

Introducción	1
Capítulo 1	
Entorno general del Municipio de Naucalpan	
1.1 Glifo	2
1.2 Perfil Histórico-Cultural	2
1.2.1 Cronología de hechos históricos	3
1.2.3 Monumentos	3
1.2.4 Obras de Arte	4
1.2.5 Artesanías, alimentos, dulces y bebidas típicas	4
1.2.6 Grupos Étnicos	4
1.3 Factores físicos	4
1.3.1 Geomorfología	4
1.3.2 Suelo	5
1.4 Condiciones climatológicas	5
1.5 Características térmicas	8
1.6 Condiciones geológicas	8
Capítulo 2	
Colectores marginales en la barranca Plan de Ayala	
2.1 Descripción del sistema actual	11
2.2 Área de proyecto	11
2.3 Población de proyecto	12
2.4 Dotación de agua potable	14
2.5 Aportación	15
2.6 Gastos totales de aguas residuales domesticas	16
2.6.1 Gasto medio	16
2.6.2 Gasto mínimo	17
2.6.3 Gasto máximo instantáneo	17
2.6.4 Gasto máximo extraordinario	18
2.7 Gastos totales de aguas residuales domesticas (ramal San Antonio)	19
2.7.1 Gasto medio	19
2.7.2 Gasto mínimo	20
2.7.3 Gasto máximo instantáneo	20
2.7.4 Gasto máximo extraordinario	21
2.8 Memoria de cálculo hidráulico	22
2.8.1 Datos generales de proyecto	22
2.8.2 Descripción del sistema	23
2.8.3 tablas de cálculo	25

Capítulo 3

Encauzamiento de la barranca Plan de Ayala

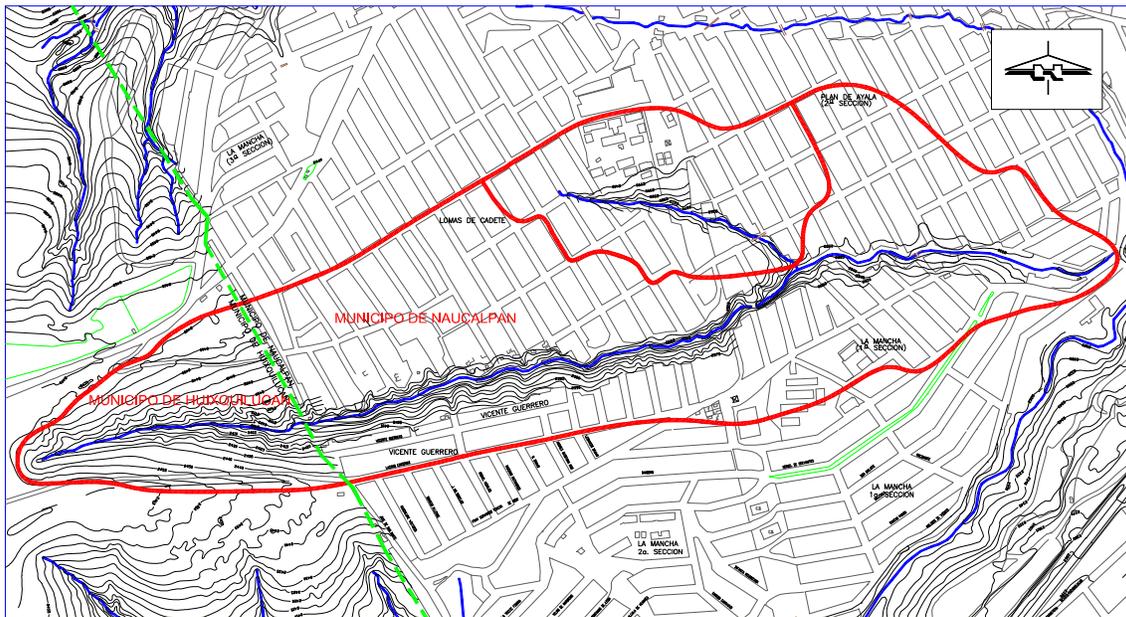
3.1 Datos del proyecto	34
3.1.1 Área de proyecto	34
3.1.2 Periodo de retorno (Tr)	34
3.1.3 Deducción de la ley de Intensidad-Duración –Frecuencia	35
3.1.4 Tiempo de concentración (Tc)	47
3.1.5 Coeficiente de escurrimiento medio	48
3.2 Gasto de aguas pluviales	50
3.3 Diseño hidráulico	50
3.4 Estructuras especiales	53
Conclusiones	54
Bibliografía	55
Anexo de planos	56

INTRODUCCIÓN.

La barranca denominada “Plan de Ayala” se ubica en el Municipio de Naucalpan de Juárez, en el Estado de México, teniendo una longitud total aproximada de 2200 m. Esta longitud es considerada desde la subcuenca hasta su descarga con el arroyo “El Sordo” el cual es un afluente del Río Hondo.

La cuenca que limita ésta barranca, se encuentra políticamente dividida después de un tercio aproximado a partir del inicio en la zona alta, ya que se tienen los límites que separan al Municipio de Naucalpan del Municipio de Huixquilucan.

La zona urbanizada de esta cuenca se encuentra integrada por las colonias **Lomas del Cadete**, **Vicente Guerrero**, **La Mancha 1ª y 2ª sección** y parte de la colonia **Plan de Ayala**.



Croquis esquemático de la zona en estudio

Aproximadamente el 90% de la mancha urbana cuenta con servicio de alcantarillado y debido a razones topográficas obvias todas las descargas son encauzadas al fondo de la barranca, sirviendo esta como cuerpo receptor de aguas negras y pluviales.

Actualmente las aguas negras drenan en forma superficial sobre el cauce de la barranca creando con esto riesgo a la salud, otro problema muy grave es el generado por la cantidad de basura y desperdicios procedentes de los asentamientos humanos del lugar y que también son arrojados a ésta, creando con ello condiciones peligrosas, debido a la creación de un foco de infección y contaminación pues se propicia la diseminación de enfermedades, la proliferación de insectos y roedores nocivos para la salud y una apariencia de entorno desagradable.

CAPITULO 1

ENTORNO GENERAL DEL MUNICIPIO DE NAUCALPAN.

El objetivo primordial de éste capítulo, es presentar las generalidades del medio natural determinado por los diversos factores de la zona, así como el establecer la situación socioeconómica de sus habitantes, lo que permitirá comprobar la factibilidad técnica, económica y social para llevar a cabo el proyecto motivo de este estudio.

Generalidades Sobre el Municipio de Naucalpan

El Municipio de Naucalpan, Edo. de Méx., se encuentra ubicado en el Valle de México, en su parte meridional y pertenece a la región de Zumpango, teniendo como coordenadas geográficas 19°28'31" y 19°23'26" de Latitud Norte entre los 99°12'48" y 99°25'45" de Longitud Oeste respecto al Meridiano de Greenwich, y pertenece a la denominada Zona Conurbada de la Ciudad de México.

Limita al Norte con el Municipio de Atizapán de Zaragoza- al Noroeste con el Municipio de Tlalnepantla al Sur con el Municipio de Huixquilucan, al Este y Suroeste con el Distrito Federal y al Oeste con el Municipio de Jilotzingo y al Suroeste con el Municipio de Xonacatlán y Lerma. La Ciudad de Naucalpan de Juárez es cabecera del Municipio de Naucalpan, el cual cuenta con una extensión de 196.44 Km. que representa el 0.92% del Estado. La altura media del área urbana es de 2,300 m.s.n.m.

1.1 GLIFO.

Naucalpan es una palabra de origen náhuatl que se compone de las raíces nau, que deriva de nahui, cuatro; call, deriva de calli, casa y pan, que se debe interpretar como en o como lugar, por lo que significa "en las cuatro casas" o "lugar de las cuatro casas".

1.2 PERFIL HISTÓRICO-CULTURAL

Aunque no se ha logrado identificar a los primeros pobladores del actual Municipio de Naucalpan, hay indicios de que los Otomíes fueron sus fundadores. Por otro lado, las primeras comunidades del municipio, Tlatilco, entre otras, datan por lo menos del año 1400 A.C. Así, los agricultores de esta zona llegaron a desarrollar, entre los Ríos Totollica, Hondo, y los Cuartos, los fundamentos de una organización económica-social que les permitían formar una de las culturas más importantes de su tiempo y de su espacio; la cultura Tlatilca, la cual recibió influencias de los Olmecas, alrededor del año 1300 A.C.

Durante la Época Prehispánica, el territorio naucalpense perteneció al Imperio Tepaneca de Atzacapozalco. Derrotado éste por la Triple Alianza, Naucalpan pasó a depender del Señorío de Tlacopan (Tacuba).

Los conquistadores españoles llegan a Naucalpan en 1519. Posteriormente, los Frailes Franciscanos se encargaron de la evangelización de los indígenas, y comenzaron a construir la Iglesia de San Bartolomé en mayo de 1574, concluyéndola en 1595 y fue objeto de algunas modificaciones en 1629.

En la época de la lucha por la Independencia, en el municipio se les brindó protección a los hermanos Bernardo y Joaquín Miramón para editar, por medio de una imprenta móvil, el Diario Político Militar Mexicano.

Podemos señalar, tanto de la Reforma, como del Porfiriato y la Revolución, los hechos siguientes: En la primera de dichas épocas, que no concluye en el fin de la Guerra de la Reforma, llamada también Guerra de Tres Años (1858-1861) sino que se prolonga ideológica y políticamente hasta el fallecimiento del Presidente Juárez en 1872.

En 1868 se construye de singular importancia económica y social un histórico puente, y se levanta la primera industria textil, antecedente, de uno de los grupos más importantes del municipio actual.

El puente, al través del lecho y la corriente del ya muy deteriorado Río de los Remedios, afecta en cada uno de los costados la figura de un águila que rememora la leyenda y el símbolo de la fundación de Tenochtitlán por los Mexicas en 1325, y que con el extremo de cada una de sus alas toca uno y otro borde de la barranca por la que transita el río. Su construcción fue iniciada en 1868, y concluyó el 30 de julio de 1871, mide 43 metros de largo por 8 de ancho, más o menos; está en la confluencia de las calles de Mexicas y Tarahumaras de Santa Cruz Acatlán muy cercanas al centro de la ciudad, y fue fabricado no sólo para evitar desgracias, sino para propiciar el transporte de la producción rural de más de una decena de comunidades montañosas, ubicadas más allá del río hacia la Ciudad de México, el pueblo de Tacuba y, obviamente, al Antiguo centro de Naucalpan.

En lo que al antecedente más remoto del inicio del desarrollo industrial, fue precisamente el de la industria textil éste tuvo su cuna en el área de San José Río Hondo en 1869, época todavía del Presidente Don Benito Juárez.

Uno de los acontecimientos importantes para la vida social de Naucalpan, en el porfiriato, fue la introducción del alumbrado eléctrico. El celebrado acto se lleva a cabo el 10 de agosto de 1907.

Fueron Ramón Díaz Rosas y Rafael Carrillo, principalmente, quienes promovieron en 1912 el levantamiento armado de los campesinos por toda la Sierra de San Francisco Chimalpa.

1.2.1 CRONOLOGÍA DE HECHOS HISTÓRICOS.

1428 Hasta este año, Naucalpan perteneció al Imperio Tapaneca.

1821 Comienza a aparecer el Diario Político Militar Mexicano, editado por Bernardo y Joaquín Miramón.

1874 Se designa como Villa, con el nombre de Naucalpan de Juárez, por decreto "número 30" el 31 de agosto.

1907 El 10 de agosto, se introduce el alumbrado eléctrico.

1957 Se eleva al rango de Ciudad, el 30 de mayo.

1976 El 19 de mayo, el Congreso del Estado le otorga el apellido Juárez a todo el municipio.

1.2.3 MONUMENTOS.

Arquitectónicos:

Santuario de Nuestra Señora de los Remedios, construida en el siglo XVII; la Iglesia de San Lorenzo Totolinga, del siglo XVI. De las parroquias destacan las de: San Bartolomé Apóstol del siglo XVI; la de San Francisco de Asís, construida por Otomíes en 1580; la de Santiago Apóstol, del siglo XVI. De las construidas durante el siglo XVII se encuentran: la de San Luis Obispo; la de San Antonio y la Vicaría de Santa Cruz del Monte. Entre las obras civiles se encuentra: el Puente de Santa Cruz Acatlán, construido en el siglo XVIII y el Acueducto de los Remedios del mismo siglo. De la arquitectura actual sobresalen las Torres de Satélite, diseñadas por el escultor Matías Goeritz junto con el arquitecto Luis Barragán.

Históricos:

A Benito Juárez, en la explanada del Palacio Municipal; a Morelos, en la avenida 16 de Septiembre; a Cuauhtémoc, en el Bulevar Manuel Avila Camacho, a Adolfo López Mateos, en el patio del Palacio Municipal.

Arqueológicas:

Se destacan las ruinas de Atoto, Cerro del Tepalcate, Huazotl, Los Remedios, La Pirámide del Conde y Tlatilco.

1.2.4 OBRAS DE ARTE.

Esculturas: El Hombre de Hierro, que representa al hombre y a la industria de Naucalpan. En el aspecto religioso, se pueden admirar una gran cantidad de esculturas en los templos.

Pinturas:

En el Santuario de los Remedios se pueden apreciar cuadros al óleo titulados: Sacerdotes de Cristo, Jacobs, Andreas, Philippus, Thomas, Matihues, Jacobus Alpaci, Simón Zelotes Y un Judas Cacobi. Cabe señalar que en las demás parroquias se encuentran una gran cantidad de pinturas al óleo.

1.2.5 ARTESANIAS, ALIMENTOS, DULCES Y BEBIDAS TÍPICAS

Alimentos: Frijol, maíz, arroz, chile, haba, lenteja, papa, garbanzo y hortalizas.

Bebidas: Pulque.

Artesanías: En los Remedios se sigue trabajando la cantera, la cual se utiliza para edificios y la realización de adornos.

1.2.6 GRUPOS ÉTNICOS.

El Municipio de Naucalpan de Juárez, es una de las poblaciones en que existen pequeños grupos Otomíes, localizados principalmente en Chimalpa y Tepatlaxco.

1.3 FACTORES FÍSICOS.

1.3.1 GEOMORFOLOGÍA.

El área de estudio se localiza dentro de la Provincia Fisiográfica denominada Eje Neovolcánico, que une las Provincias Fisiográficas Sierra Madre Sur, Sierra Madre Oriental y Occidental. La subprovincia específica corresponde a La denominada: Lagos y Volcanes Anáhuac.

La unión de las provincias mediante el Eje Neovolcánico, da por consecuencia una derivación de elevación geográfica de segundo orden destacando las Sierras de Xonacatlán, Monte Alto y Monte Bajo, en la que se encuentran algunas elevaciones orográficas importantes como son: Cerro el Coyote con una altitud de 3,520 m.s.n.m. y, Cerro Santa Cruz con 3,400 m.s.n.m, de estos cerros se extiende con dirección Poniente-Oriente, una serie de pliegues que marcan el relieve en el Municipio de Naucalpan.

La sierra corresponde a la zona Poniente del Municipio donde se ubican las poblaciones de San Francisco Chimalpa, Santiago Tepatlaxco y la Villa Alpina, en esta las pendientes del suelo son superiores al 15%, predominando por lo abrupto una serie de barrancas y cañadas hacia la parte

media se tiene una transición de lomeríos, en esta las altitudes varían de los 2,600 a 2300 m.s.n.m., éste tipo de lomeríos tienen también la característica de presentar pendientes fuertes.

Hacia la zona urbana prevalecen dos tipos de relieve, uno que corresponde a lomeríos de pendiente suave, los que sufren una transición a terrenos de topografía plana correspondiendo esto a los límites con el Bulevar Manuel Avila Camacho. Hacia la parte Sur los pliegues de las unidades orográficas se extienden, teniendo por lo tanto, en el relieve cambios importantes, predominando las cañadas y barrancas labradas por los Ríos Hondo, Totolica, Sordo, Los Cuartos y otros arroyos de segundo orden.

1.3.2 SUELO.

La parte montañosa está formada por rocas extrusivas de las épocas terciarias y postterciarias. En su parte plana los terrenos están formados por capas sedimentarias creadas por los deslaves de los montes y cenizas volcánicas. La parte inferior del terreno municipal está constituida por capas sedimentarias formadas por el continuo deslave de los montes que la circundan.

La constitución litológica de la zona presenta andesitas, basaltos, riolitas, granitos, esquistos y arenisca-toba.

La parte alta y media de la cuenca, se caracteriza principalmente por su capa superficial oscura, suave rica en materia orgánica y nutrientes, otras zonas presentan en el subsuelo capa de arcilla. Algunos de estos suelos pueden ser algo más infértiles y ácidos que la mayoría del lugar y tienen una susceptibilidad considerable a la erosión.

1.4 CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS.

De acuerdo al sistema de clasificación Koppen Geiver (modificada y adaptada a la Republica Mexicana. por la M. C. Enriqueta García) y considerando que el Municipio de Naucalpan presenta altitudes diferentes, en base a las condiciones orográficas prevalecientes, se presentan las siguientes condiciones climáticas: Hacia la parte alta de la Sierras de Monte Alto y Monte Bajo le corresponde un clima templado semifrío y de los más húmedos de los subhúmedos con un cociente mayor de 55.0, con temperatura anual menor a 16°C y una precipitación mayor a 800 mm., hacia las estribaciones de las sierras le corresponde el clima templado y a la zona urbana le corresponde también el clima templado con un cociente en grado de humedad entre 43.2 y 55.0, con temperatura media anual de 12° a 18°C y una precipitación entre 600 mm y 300 mm.

Precipitación

Con base en los datos que maneja la Estación Climatológica Totolica que viene operando desde 1947 por GRAVAMEX (Gerencia Regional de Aguas del Valle de México) se determina que la precipitación promedio anual es de 816.70 mm. para el periodo de 1947 a 1987, se cuenta con la siguiente información:

AÑO	LLUVIA. ANUAL (mm)	AÑO	LLUVIA. ANUAL (mm)
1947	689.90	1968	881.80
1948	826.00	1969	813.60
1949	615.30	1970	751.60
1950	652.20	1971	883.80
1951	933.40	1972	823.30
1952	909.00	1973	942.40
1953	599.50	1974	667.60
1954	843.10	1975	883.00
1955	783.60	1976	1,088.40
1956	673.00	1977	671.00
1957	545.80	1978	1,058.70
1958	1,352.50	1979	809.20
1959	805.60	1980	765.10
1960	669.10	1981	830.70
1961	758.50	1982	675.10
1962	705.60	1983	793.90
1963	801.70	1984	908.50
1964	769.30	1985	844.10
1965	851.50	1986	1,042.20
1966	793.30	1987	756.00
1967	1,017.00	-----	-----

TABLA 1.1.- Datos de precipitación durante el periodo 1947 – 1987.

El comportamiento de la precipitación media mensual presenta la siguiente variación:

VARIACION DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL EN (mm) ESTACIÓN TOTOLICA.											
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
3.0	3.8	6.2	44.2	126.1	179.1	166.6	165.2	72.2	51.4	13.2	2.1

TABLA 1.2.- Variación de la precipitación media mensual.

En base a la información anterior, se concluye que el mes de diciembre es el de menor Precipitación pluvial con 2.1 mm. Por otra parte, el mes de junio es el de mayor precipitación pluvial con 179.1 mm., siguiéndole en importancia los meses de julio con 166.6 mm. y agosto con 165.2 mm. Estas precipitaciones producen escurrimientos de gran importancia en la Cuenca de la Barranca Plan de Ayala, lo que provoca inundaciones periódicas que afectan a las colonias aguas abajo, como: San Esteban, La Cañada, El Molinito y Santa Cruz Zomeyucan.

Número de Días con Lluvia Apreciable.

El número de días con lluvia apreciable y lamina de 1 mm o mayores de acuerdo a los registros de la Estación Totolica en el periodo de 1947-1987, indica que el mes de julio es el que presenta mayor número de días lluviosos con 21.2 días, le sigue en importancia el mes de junio con 15.9 días y el mes más crítico es diciembre con 2.1 días. A continuación se presenta la distribución del número de días con lluvia apreciable:

VALORES MEDIOS DE DÍAS CON LLUVIA APRECIABLE, ESTACIÓN TOTOLICA.											
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1.9	1.4	3.0	6.0	10.4	15.9	21.2	19.7	17.4	7.7	5.3	2.1

TABLA 1.3.- Valores medios de días con lluvia mensual.

En relación a la concentración se describirá mas adelante en el capítulo 3.1.4, pero de acuerdo a los valores medios se tiene la siguiente información:

ESTACIÓN TOTOLICA.			
ESTACIÓN	LAMINA LLOVIDA (mm)	CONCENTRACIÓN (%)	NUMERO DE DÍAS CON LLUVIA
PRIMAVERA	364.24	44.6	32.4
VERANO	378.13	46.3	58.4
OTOÑO	62.07	7.6	15.0
INVIERNO	12.25	1.5	6.3
TOTAL	816.7	100.0	112.1

TABLA 1.4.- Valores medios de concentración de lluvia estacional.

1.5 CARACTERÍSTICAS TÉRMICAS.

El Municipio de Naucalpan se ubica en las coordenadas 19°31'18" y 19°23'06" de Latitud Norte, este dato nos indica que se ubica a unos 8°29'42" al sur de la línea del Trópico de Cáncer, teniendo una Altitud promedio de 2,300 m.s.n.m., originan las siguientes características térmicas:

TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES EN GRADOS CENTIGRADOS, ESTACIÓN TOTOLICA.											
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
12.0	12.7	14.5	13.5	15.4	14.7	13.6	14.4	14.7	13.9	11.2	10.7

TABLA 1.5.- Valores medios mensuales de temperatura.

Basándose en lo anterior se determina que la temperatura media mensual más alta es en el mes de mayo con 15.4°C, representándose el valor mas bajo durante el mes de diciembre con una temperatura mensual de 10.7°C.

TEMPERATURAS MAXIMAS EN GRADOS CENTIGRADOS, ESTACIÓN TOTOLICA.											
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
26.5	27.4	29.2	29.8	32.5	30.2	30.1	29.4	30.2	27.1	26.4	26.1

TABLA 1.6.- Valores máximos mensuales de temperatura.

En el análisis de las temperaturas máximas para el periodo 1947 – 1987, permiten determinar que se han registrado durante los meses de mayo y julio temperaturas que oscilan de 32.5°C a 30.1°C.

TEMPERATURAS MINIMAS EN GRADOS CENTIGRADOS, ESTACIÓN TOTOLICA.											
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
-2.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	-0.5	-1.5	-1.0	-1.5	-1.7	-2.6

TABLA 1.7.- Valores mínimos mensuales de temperatura.

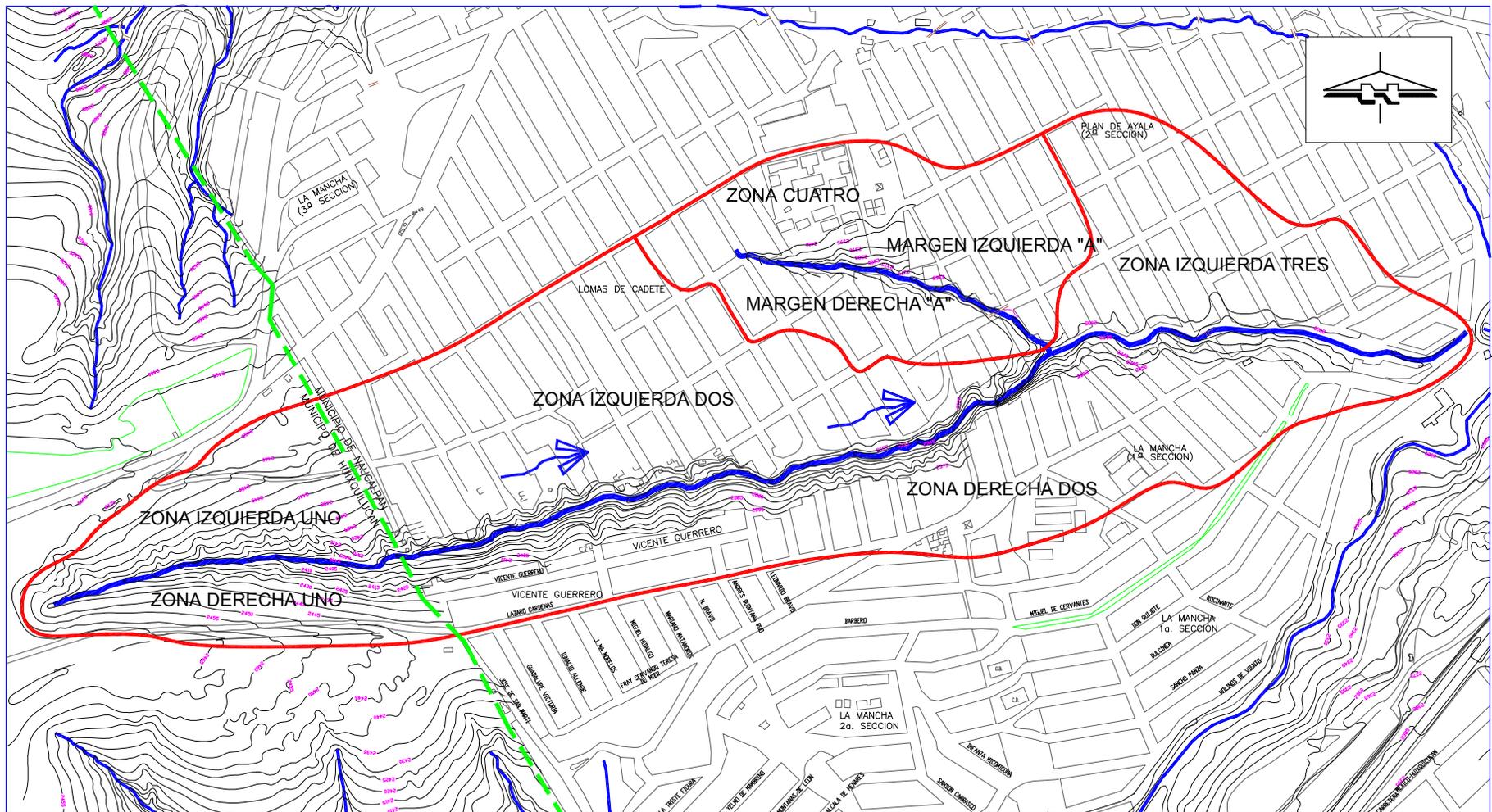
Las temperaturas mínimas registradas en la estación Totolica se debe principalmente al factor altitud, han tenido valores por debajo de los 0°C, durante las estacionases de primavera, verano, otoño e invierno se tienen valores de -0.5°C a -2.6°C.

1.6 CONDICIONES GEOLÓGICAS.

El Municipio de Naucalpan se localiza en la Provincia Fisiográfica denominada Eje Neovolcánico. Las rocas que afloran en el área de estudio son metamórficas, sedimentarias, y volcánicas, éstas últimas las más abundantes, dichas unidades presentan un rango estratigráfico entre el Mesozoico y el Reciente. La parte montañosa está formada por rocas extrusivas de la época del Mesozoico, que tuvieron su origen en tres épocas sucesivas de actividad volcánica, según se desprende de los análisis químicos de su composición y estructura. Estas tres épocas se reconocen por el carácter físico y la naturaleza química de las rocas. Las rocas correspondientes a las dos primeras épocas son de tipo andesítico y en la tercera son basálticas.

Las rocas volcánicas básicas de las épocas citadas anteriormente, cuentan con depósitos de diferente espesor de toba básica mal consolidada, compuesta por arena, en ocasiones presentan un matiz café claro a oscuro, su composición es semejante a la de los derrames; el vulcanismo de la época cuaternaria causó la distribución de las diferentes cuencas próximas a las zona de estudio, se caracterizó por derrames de basalto, algunos masivos; éstos eventos volcánicos del tipo cono cínérítico, conformado por material brechoide y piroclastos, en ocasiones se encuentran asociados con andesita y toba ácida. Esta pila de derrames y piroclastos funcionan como roca transmisora y localmente como acuífero.

La parte baja del Municipio de Naucalpan, donde se orienta la marcha urbana, está constituida por suaves y prolongadas llanuras, las cuales pertenecen al sistema de las grandes cuencas o planicies, que en el pasado constituyeron la zona lacustre del Municipio de Naucalpan. Estos suelos se formaron fundamentalmente por capas sedimentarias, resultado del continuo deslave de la zona montañosa que los circunda. Este material fue rellenando las depresiones conjuntamente con una gran cantidad de cenizas volcánicas que fueron arrastradas por las corrientes de lodos volcánicos o como lluvias directas al ser lanzadas por las erupciones



SIMBOLOGIA:

LÍMITE DE LA CUENCA —————

LÍMITE MUNICIPAL - - - - -

ZONA	AREA (Ha)
DERECHA UNO	8.63
DERECHA DOS	14.63
IZQUIERDA UNO	8.50
IZQUIERDA DOS	13.57
IZQUIERDA TRES	8.60
IZQUIERDA CUATRO	
RAMAL SAN ANTONIO	
DERECHA "A"	5.00
IZQUIERDA "A"	6.58
SUMA	65.51



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN



PROYECTO:

ZONA DE APORTACIÓN A COLECTORES MARGINALES "PLAN DE AYALA"
COLONIA PLAN DE AYALA

ASESOR DE TESIS

ALUMNO

ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO

ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

DIBUJO:
ALFONSO GUTIERREZ
BADILLO

PROYECTO:
ALFONSO GUTIERREZ
BADILLO

PLANO No.
UNICO

FECHA
MAYO DEL 2006

SIN ESC.

FIGURA 2.1.- ZONA DE APORTACIÓN A COLECTORES MARGINALES PLAN DE AYALA

CAPITULO 2

COLECTORES MARGINALES

2.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL

La cuenca de la barranca Plan de Ayala se encuentra urbanizada en un 60%, contándose en toda esta zona con la existencia de sistemas de alcantarillado, la red esta formada con tuberías que van desde 30 cm. hasta 45 cm. de diámetro.

Estos sistemas de alcantarillado tienen varios sitios de vertido final, estando todos ellos en la barranca, además de las descargas domiciliarias de las casas habitación que colindan directamente con ésta.

En el interior de la barranca se observan que las descargas de los colectores a la barranca son de diámetros variados que van de 30, 38 y 45 cm. y que en la gran mayoría de ellas el gasto que arrojan es de poca consideración, lo que representa la existencia de pequeños sistemas locales aislados.

Cabe aclarar que todos los escurrimientos arrojados a la barranca, drenan por ésta en forma superficial.

2.2 AREA DE PROYECTO

El área de proyecto que se manejará para el diseño de las capacidades de los colectores marginales será la misma que se ocupará para la proyección del encauzamiento.

Dentro de las consideraciones que se realizan para el cálculo, se tiene que únicamente se tendrá aportación de aguas residuales domesticas en el área de la cuenca que limita la barranca Plan de Ayala, con un área de aportación de 65.51 Ha.

Para fines de análisis se ha dividido la cuenca en seis zonas de aportación, las cuales se han identificado como:

1. Zona derecha uno
2. Zona derecha dos
3. Zona izquierda uno
4. Zona izquierda dos
5. Zona izquierda tres
6. Zona izquierda cuatro

Las zonas clasificadas como uno, tanto la margen derecha como la margen izquierda corresponden al área aguas arriba del límite municipal, y las cuales se consideraran como aportaciones tributarias.

La zona cuatro corresponde al ramal San Antonio, el cual se divide en margen derecha "A" y margen izquierda "A".

La distribución geográfica de las zonas mencionadas se muestra en la figura 2.1 "zonas de aportación a colectores marginales, Plan de Ayala"

Cabe aclarar que las márgenes se clasifican tomando como referencia el sentido del escurrimiento del agua.

A continuación se muestra la tabla de clasificación de las zonas de aportación a la barranca "Plan de Ayala" y la correspondiente superficie que comprende cada una de estas.
(Ver figura 2.1)

ZONA DE APORTACIÓN	AREA (Ha)
Zona derecha uno	8.63
Zona derecha dos	14.63
Zona izquierda uno	8.50
Zona izquierda dos	13.57
Zona izquierda tres	8.60
Zona izquierda cuatro (ramal San Antonio)	
Margen derecha "A"	5.00
Margen izquierda "A"	6.58
SUMA:	65.51

TABLA 2.1.- Superficies particulares de las zonas de aportación.

2.3 POBLACIÓN DE PROYECTO

La población de proyecto que se manejará para la construcción de los colectores marginales será aquella que resulte de considerar que toda cuenca se encontrará completamente poblada.

Para esto se toma como base que el Estado de México es el mas poblado a escala nacional, con una población aproximada de 8.50 millones de habitantes, lo cual refleja que los índices de densidad de población son sumamente elevados.

Dentro del Municipio de Naucalpan y Huixquilucan se tienen muchas zonas consideradas como vías de crecimiento urbano a futuro, para este caso solo aplica a la Zona Uno de la figura 2.1 ubicada geográficamente al Este de la cuenca de la Barranca Plan de Ayala en el Municipio de Huixquilucan.

El resto de la cuenca pertenece al Municipio de Naucalpan, la cual se encuentra poblada en su totalidad y ya no tiene posibilidades de crecimiento a futuro.

La zona de proyecto basada en el plan de usos del suelo de esta localidad tiene una densidad de población de 480 habitantes por hectárea, la cual se considerará tanto en el Municipio de Naucalpan y Huixquilucan para la determinación de la población de proyecto.

a) CANAL PRINCIPAL

Margen derecha:

Se considerará la tributación de la zona derecha uno y dos que es:

$$A = 8.63 + 14.63 = 23.26 \text{ Ha}$$

$$Pob. = 23.63 \times 480 = 11,165 \text{ Hab}$$

Margen Izquierda:

Dentro de esta margen queda la zona izquierda uno, dos y tres, por lo tanto:

$$A = 8.50 + 13.57 + 8.6 = 30.67 \text{ Ha}$$

$$Pob. = 30.67 \times 480 = 14,722 \text{ Hab}$$

a) RAMAL SAN ANTONIO

Margen derecha "A"

$$A = 5.00 \text{ Ha}$$

$$Pob. = 5.00 \times 480 = 2,400 \text{ Hab}$$

Margen Izquierda "A"

$$A = 6.58 \text{ Ha}$$

$$Pob. = 6.58 \times 480 = 3,158 \text{ Hab}$$

Entonces la población total por servir será:

$$Pp = \text{Pob. canal principal} + \text{Pob. ramal San Antonio}$$
$$Pp = (11,165 + 14,722) + (3,158 + 2400)$$
$$Pp = 31,445 \text{ Hab}$$

De los cuales 11,165 habitantes corresponden a la margen derecha, y los 20280 habitantes restantes a la margen izquierda, incluyéndose en esta última al ramal San Antonio.

2.4 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE

Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asignará a cada persona por día y se expresa en l/h/d (litros por habitante por día). Esta dotación se establece como una consecuencia de un estudio que se realiza para definir las necesidades de agua para la población, quien la demanda para usos múltiples tales como: consumo doméstico, consumo público, consumo industrial y consumo comercial; aunado a esto es necesario considerarse las fugas y desperdicios.

CONSUMO DOMESTICO

El consumo domestico varia según los hábitos higiénicos de la población, nivel de vida, grados de desarrollos, abundancia y calidad del agua disponible, condiciones climatológicas, usos y costumbres, etc.

Es difícil establecer una cifra, sin embargo, en nuestro país puede estimarse entre 150 y 250 l/h/d, la cantidad básica para el consumo domestico, que incluye necesidades fisiológicas, usos culinarios, lavado de ropa y utensilios, sistemas de calefacción y acondicionamiento de aire, riego de plantas y jardines privados, aseo de la vivienda y bienes muebles.

CONSUMO PÚBLICO

Este consumo se refiere a los edificios e instalaciones públicas tales como:

- Escuelas
- Mercados
- Hospitales
- Cuarteles
- Rastros
- Hidrantes
- Riego de calles, prados y jardines
- Servicios contra incendios
- Lavado de redes de alcantarillado, etc.

Este consumo es variable pero en nuestro país puede estimarse entre el 20% y 30% del consumo domestico.

El consumo público normalmente es excesivo debido a descuidos, pues el desperdicio se debe a daños en tuberías, llaves o accesorios cuya reparación inconscientemente se retarda.

Para prevenir o atenuar estos desperdicios debe tratar de eliminarse los servicios gratuitos, pues en la sociedad impera la realidad de que lo que es de todos esta cuidado por nadie.

CONSUMO INDUSTRIAL

Depende del grado de industrialización y del tipo de industrias, grandes o pequeñas. Las zonas industriales en muchos casos conducen a un desarrollo urbanístico que trae como consecuencia un aumento en el consumo del agua.

El consumo del agua en el ámbito industrial influye en la cantidad disponible, el precio y la calidad de la misma, así como la profundidad de los mantos acuíferos que pueden ser explotados.

En general las industrias de cierta magnitud se abastecen en forma particular de sus propios sistemas para no afectar los sistemas que suministran a la población.

CONSUMO COMERCIAL.

Depende del tipo y cantidad de comercio tanto en la localidad como en la región. Igual que en la industria, el comercio también conduce a una mayor concentración de población, con la diferencia de que esta concentración es muy localizada por presentarse periódicamente; esta concentración demanda una mayor cantidad de agua.

FUGAS Y DESPERDICIOS

Aunque las fugas y los desperdicios no constituyen un consumo, es un factor que debe de ser considerado.

En la vivienda influye con un aumento de consumo doméstico pues es común encontrar filtraciones o fugas permanentes debido a desperfectos en las instalaciones domiciliarias.

Estas pérdidas aunadas al mal uso de los consumos públicos y al irracional uso doméstico, conducen a gravar el consumo general de agua.

Las fugas y desperdicios que se presentan en todas partes del sistema constituyen un porcentaje importante del consumo total. Estas pérdidas giran alrededor del 35% de la suma de los consumos antes citados.

Al determinar las características particulares de cada uno de los conceptos anteriores sobre el agua que requiere un habitante para la satisfacción de sus necesidades, éstas serán distintas para cada uno de los usos mencionados obteniendo así la "dotación."

Para este caso en particular se considera un uso doméstico y el valor de dotación será de 220 lts/hab/día, el cual queda dentro de los valores establecidos en las Normas de Agua Potable

2.5 APORTACIÓN

La aportación es la cantidad de agua residuales domésticas que son vertidas a la red de alcantarillado, ésta dependerá de la dotación considerada, misma que es función de la economía y actividad de la población.

Las normas de Alcantarillado Sanitario en vigor recomiendan que se le asigne un valor de la aportación del orden del 75% al 80% del correspondiente a dicha dotación.

Considerando los factores prevaletes propios del lugar de estudio, se tomará el valor del 80% de la dotación, esto es:

Aportación = 80% dotación

entonces :

Aportación = 0.80 x 220 *lts/hab/día*

Aportación = 176.00 *lts/hab/día*

2.6 GASTOS TOTALES DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

Para la determinación de los gastos de aguas residuales domésticas en primer lugar se obtendrán los valores totales para cada una de las márgenes de la barranca y posteriormente obtendremos los correspondientes al ramal San Antonio, los cuales forman parte de la Margen Izquierda.

2.6.1 GASTO MEDIO (Q_{med} .)

Una vez obtenida la aportación y determinada la población por servir, el gasto medio de aguas residuales domésticas se obtienen con base a la expresión.

$$Q_{med} = \frac{(A)x(P_p)}{86400}$$

donde :

Q_{med} = Gasto medio, en lps

A = Aportación, en *lts/hab/día*

P_p = Población de proyecto por servir, en habitantes

86400 = Número de segundos en un día

MARGEN DERECHA:

$$P_p = 11,165 \text{ habitantes}$$

$$A = 176 \text{ lts/hab/día}$$

$$Q_{med} = \frac{(176 \times 11,165 \text{ habitantes})}{86,400}$$

$$Q_{med} = 22.74 \text{ lps}$$

MARGEN IZQUIERDA

$$P_p = 20,280 \text{ habitantes}$$

$$A = 176 \text{ lts/hab/día}$$

$$Q_{med} = \frac{(176 \times 20,280 \text{ habitantes})}{86,400}$$

$$Q_{med} = 41.31 \text{ lps}$$

2.6.2 GASTO MÍNIMO (Q min.)

Las normas de Proyecto Nacionales establecen que el gasto mínimo es equivalente al 50% del gasto medio esto es:

$$Q_{min} = 50\% Q_{med}$$

Entonces los gastos mínimos son:

MARGEN DERECHA

$$Q_{min} = (0.50) \times (22.74 \text{ lps})$$

$$Q_{min} = 11.37 \text{ lps}$$

MARGEN IZQUIERDA

$$Q_{min} = (0.50) \times (41.31 \text{ lps})$$

$$Q_{min} = 20.66 \text{ lps}$$

2.6.3 GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO (Q máx. inst.)

Este gasto corresponde al pico de aguas negras, para la obtención de este gasto se considera la siguiente expresión:

$$Q_{max. inst.} = (M) \times (Q_{med})$$

donde :

$$M = \left(1 + \left(\frac{14}{4 + P^{0.5}}\right)\right)$$

M = Coeficiente de variación del gasto de aguas negras con relación al gasto medio. (Coeficiente de Harmon)

P = Población por servir, en miles

Entonces:

MARGEN DERECHA:

$$P = 11,165hab$$

$$M = \frac{1+14}{4+11.165^{0.5}}$$

$$M = 2.907$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} = (2.907)x(22.74lps)$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} = 66.10lps$$

MARGEN IZQUIERDA

$$P = 20,280hab$$

$$M = \frac{1+14}{4+20.280^{0.5}}$$

$$M = 2.646$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} = (2.646)x(41.31lps)$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} = 109.32lps$$

2.6.4 GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO (Q máx. ext.)

Este gasto considera la fracción de aguas pluviales provenientes de las bajadas para aguas de lluvia domiciliar que tributan a la red de alcantarillado.

Para obtenerse el gasto máximo extraordinario se multiplica el gasto máximo instantáneo por un coeficiente "C" de previsión o de seguridad, al cual se le asigna un valor entre 1.0 y 2.0 para el caso de la zona de proyecto se tomara el valor de 1.50, por lo que el gasto máximo extraordinario será:

$$Q_{\max.\text{ext.}} = (C)x(Q_{\max.\text{inst.}})$$

donde :

$$Q_{\max.\text{ext.}} = \text{Gasto máximo } \textit{extraordinario}, \text{ en lps}$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} = \text{Gasto máximo } \textit{instantaneo}, \text{ en lps}$$

$$C = \text{Coeficiente de } \textit{previsión}, C = 1.50$$

Por lo tanto:

MARGEN DERECHA:

$$Q_{\text{max. ext.}} = (1.50)x(66.10\text{ lps})$$

$$Q_{\text{max. ext.}} = 99.15\text{ lps}$$

MARGEN IZQUIERDA

$$Q_{\text{max. ext.}} = (1.50)x(109.32\text{ lps})$$

$$Q_{\text{max. ext.}} = 163.99\text{ lps}$$

En el siguiente cuadro se muestra un resumen de los datos obtenidos anteriormente.

MARGEN	AREA (Ha)	POBLACION (Hab.)	Q.min lps	Q.med lps	Q.max. inst. lps	Q.max. ext lps
Derecha	23.26	11,165	11.37	22.74	66.10	99.15
Izquierda	42.25	20,280	20.66	41.31	109.32	163.99
suma	65.51	31,445	32.03	64.05	175.42	263.14

TABLA 2.2.- Resumen de gastos en las márgenes de la barranca Plan de Ayala.

En los datos de área y población citados en la margen izquierda se encuentran incluidos los correspondientes al ramal San Antonio.

2.7 GASTO TOTALES DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS (RAMAL SAN ANTONIO)

Estos gastos se obtienen únicamente para determinar los correspondientes a este ramal, pues en forma general ya han sido incluidos en la Margen Izquierda de los análisis hechos anteriormente. Para efecto de esta tesina el ramal San Antonio solo se considerará para el gasto de aportación y no será analizado en el cálculo de tuberías.

2.7.1 GASTO MEDIO (Q med.)

MARGEN DERECHA "A"

$$Q_{\text{med}} = \frac{(A)x(P_p)}{86400}$$

$$P_p = 2,400 \text{ habitantes}$$

$$A = 176 \text{ lts/hab/día}$$

$$Q_{\text{med}} = \frac{(176x2,400 \text{ habitantes})}{86,400}$$

$$Q_{\text{med}} = 4.89 \text{ lps}$$

MARGEN IZQUIERDA "A"

$$P_p = 3,158 \text{ habitantes}$$

$$A = 176 \text{ lts/hab/día}$$

$$Q_{med} = \frac{(176 \times 3,158 \text{ habitantes})}{86,400}$$

$$Q_{med} = 6.43 \text{ lps}$$

2.7.2 GASTO MÍNIMO (Qmin)

MARGEN DERECHA "A"

$$Q_{min} = 50\% Q_{med}$$

$$Q_{min} = (0.50) \times (4.89 \text{ lps})$$

$$Q_{min} = 2.45 \text{ lps}$$

Nota: para los colectores marginales se propone un diámetro mínimo de 30cm (12"), para lo cual, por normas de gasto mínimo de diseño es el correspondiente a dos descargas de un inodoro, el cual es de 3.00-l.p.s.

MARGEN IZQUIERDA "A"

$$Q_{min} = 50\% Q_{med}$$

$$Q_{min} = (0.50) \times (6.43 \text{ lps})$$

$$Q_{min} = 3.22 \text{ lps}$$

2.7.3 GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO (Qmax. inst.)

MARGEN DERECHA "A"

$$Q_{max. inst.} = (M) \times (Q_{med})$$

$$P = 2,400 \text{ hab}$$

$$M = \frac{1 + 14}{4 + 2.40^{0.5}}$$

$$M = 3.522$$

$$Q_{max. inst.} = (3.522) \times (4.89 \text{ lps})$$

$$Q_{max. inst.} = 17.23 \text{ lps}$$

MARGEN IZQUIERDA "A"

$$Q_{\max.\text{inst.}} = (M)x(Q_{\text{med}})$$

$$P = 3,158\text{hab}$$

$$M = \frac{1+14}{4+3.158^{0.5}}$$

$$M = 3.423$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} = (3.423)x(6.43\text{lps})$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} = 22.01\text{lps}$$

2.7.4 GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO (Qmax. ext.)

MARGEN DERECHA "A"

$$Q_{\max.\text{ext.}} = (C)x(Q_{\max.\text{inst.}})$$

$$Q_{\max.\text{ext.}} = (1.50)x(17.23\text{lps})$$

$$Q_{\max.\text{ext.}} = 25.85\text{lps}$$

MARGEN IZQUIERDA "A"

$$Q_{\max.\text{ext.}} = (C)x(Q_{\max.\text{inst.}})$$

$$Q_{\max.\text{ext.}} = (1.50)x(22.01\text{lps})$$

$$Q_{\max.\text{ext.}} = 33.02\text{lps}$$

En el siguiente cuadro se muestra un resumen de los datos obtenidos para el ramal de San Antonio.

MARGEN	AREA (Ha)	POBLACION (Hab.)	Q.min lps	Q.med lps	Q.max. inst. lps	Q.max. ext lps
Derecha	5.00	2.40	3.00	4.89	17.23	25.85
Izquierda	6.58	3.158	3.22	6.43	27.01	33.02
suma	11.58	5.558	6.22	11.32	39.24	58.87

TABLA 2.3.- Resumen de gastos en las márgenes del Ramal de San Antonio.

Nota: los datos de área y población de este ramal ya han sido considerados anteriormente en el la tabla 2.2.

2.8 MEMORIA DE CÁLCULO HIDRÁULICO

2.8.1 DATOS GENERALES

Para el diseño hidráulico de los colectores marginales que resuelva a satisfacción el problema generado para el desalojo de las aguas residuales domésticas de la cuenca de la barranca "Plan de Ayala", se han tomado como base los siguientes datos de proyecto.

DATOS	MARGEN DERECHA	MARGEN IZQUIERDA
Área de la cuenca	23.26 Ha	42.25 Ha
Población de proyecto	11,165 hab.	20,280 hab.
Densidad de población	480 hab/Ha	480 hab/Ha
Dotación de agua potable	220 lt/hab/día	220 lt/hab/día
Aportación de aguas residuales (80% dotación)	176 lt/hab/día	176 lt/hab/día
Gasto medio de aguas residuales	22.74 lps	41.31 lps
Gasto mínimo de aguas residuales	11.37 lps	20.66 lps
Gasto máximo instantáneo de aguas residuales	66.10 lps	109.32 lps
Gasto máximo extraordinario	99.15 lps	163.99 lps
Coefficiente de Harmon	2.907	2.645
Coefficiente de previsión	1.5	1.5

TABLA 2.4.- Datos de proyecto de la barranca Plan de Ayala.

Fórmulas empleadas:

$$\text{Harmon : } M = \left(1 + \frac{14}{4 + P^{0.5}} \right)$$

$$\text{Manning : } V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$n = 0.009$, por tratarse de tubería PAD

DATOS	MARGEN DERECHA	MARGEN IZQUIERDA
Velocidad mínima	0.6 m/s	0.6 m/s
Velocidad Máxima	5.0 m/s	5.0 m/s
Sistema de eliminación	Gravedad	Gravedad
Vertido final	Colector marginal izquierdo del Arroyo el Sordo	

TABLA 2.5.- Datos de velocidad, eliminación y vertido final.

2.8.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

La Barranca Plan de Ayala, es el cuerpo receptor de las descargas de aguas negras de los sistemas de alcantarillado existentes dentro del área en estudio. Esto trae consigo la formación de un peligroso foco de contaminación, favoreciendo con ello la diseminación de enfermedades, la proliferación de insectos y roedores nocivos para la salud, además del desagradable aspecto que presenta.

Para dar solución a este grave problema se ha propuesto el saneamiento de la barranca por medio de la construcción de dos colectores marginales sanitarios.

En la incorporación del ramal San Antonio se construirán dos pozos de visita, uno en la margen derecha y otro en la margen izquierda respectivamente quedando así como puntos de conexión para recibir los escurrimientos sanitarios de esta zona, ya que en esta tesina no serán propuestos sus colectores pero si serán considerados en el análisis hidráulico para el cálculo de diámetros.

Los colectores marginales se proyectan desde el límite Municipal de Naucalpan hasta la descarga final de la barranca Plan de Ayala, donde comienza su incorporación a la presa el Sordo por medio del Arroyo el Sordo.

Los colectores marginales de los cuales es motivo la presente tesina se han clasificado para su identificación como colector marginal derecho y colector marginal izquierdo, en el entendido de que los márgenes se determinan siguiendo el criterio normalizado de acuerdo con el sentido de escurrimiento del agua.

El diseño hidráulico de los colectores se hace tomando en cuenta que solo se desalojará aguas residuales domésticas.

Para la construcción de los colectores marginales se utilizará tubería de polietileno de alta densidad (PAD sanitario) debido a sus características, como son:

- El sistema de unión de tubería es muy sencillo, solo es necesario unir la campana integrada en un extremo con la espiga del otro tramo realizando la junta con un empaque de neopreno consiguiendo en campo un 100% de hermeticidad, con esto se garantiza que no existen filtraciones al exterior ni infiltraciones de suelos finos o penetración de raíces en las juntas.

- La hermeticidad logra un alto nivel de estanqueidad que incluso en caso de sobrecarga por taponamiento, puede resistir presiones superiores a los 0.75 kg/cm^2 (10.8 psi) sobrepasando con esto las normas mexicanas establecidas para hermeticidad que es de 0.3 kg/cm^2 .
- La ligereza y sencillez para el manejo y transporte aunado a las medidas de los tramos de 6 metros, permite avanzar en su instalación mas rápido en referencia con el concreto, y además en el entendido que las fallas de todas las tuberías ocurre predominantemente en las juntas, al utilizar tramos mas largos se tiene 50% menos juntas que en los sistemas de concreto.
- Los diámetros a utilizar en la construcción de los colectores permite una menor profundidad de desplante siendo recomendado por el fabricante 30 cm. de profundidad por encima del lomo de la tubería y un relleno acostillado con material compactado a prueba proctor del 95%, lo que se refleja en un menor costo de excavación.
- Este material da margen a diseñar con pendientes mayores y tiene una rugosidad que es menor comparada con las tuberías de concreto o de asbesto-cemento.
- En el aspecto económico la tubería PAD es dos veces más costosa que la de concreto pero por sus ventajas antes mencionadas justifican su utilización en la construcción de los colectores.

La velocidad de diseño hidráulica real a tubo parcialmente lleno no excederá los 5.00 m/s, que es el límite máximo permisible para evitar la erosión en este tipo de tubería, aunque en algunos tramos por la topografía de sitio se proponen pendientes que superan esta velocidad, pero no exceden los 8.00 m/s.

El diámetro inicial de ambos colectores es de 30 cm., debe aclararse que no existe ningún problema que pueda ser originado por las descargas existentes, ya que estas serán consideradas para ser introducidas en los colectores marginales de proyecto

Durante el análisis hidráulico de los colectores se han propuesto pendientes grandes, pues lo que se pretende es que estos corran paralelos y de ser posible con la misma pendiente del canal pluvial de proyecto para evitar al máximo las sobre excavaciones.

Con esto no se esta pasando por alto los límites establecidos en las normas de proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario, editadas por la CNA es aceptable pues se toma como base lo citado en el capitulo de pendientes de dichas normas; se transcribe a continuación los conceptos aplicables:

Pendientes.

Las pendientes de las tuberías deben de ser tan semejantes como sea posible a las del terreno, con el objeto de tener excavaciones mínimas; pero tomando en cuenta lo siguiente:

Casos normales.

Para gastos mínimos.- Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s a tubo lleno.

Para gastos máximos.- Se acepta pendiente máxima aquella que produce una velocidad máxima de 3.00 m/s a tubo lleno en tuberías de concreto simple.

Para tuberías de polietileno se acepta una pendiente máxima aquella que produce una velocidad máxima de 5.00 m/s a tubo lleno

Casos excepcionales.

Para gastos mínimos.- la pendiente mínima de los colectores debe ser la que produce una velocidad de 30 cm/s con un tirante igual o mayor de 1.5 cm y la pendiente máxima aquella que produzca al citado gasto con un tirante igual o mayor de 1.00 cm. Por lo cual solo podrá conducirse como máximo el gasto que escurra con esta pendiente a una velocidad máxima de 3.00 m/s. o 5.00 m/s según sea el material de la tubería.

Para gastos máximos.- si el escurrimiento del gasto máximo que es necesario desalojar no se verifica a tubo lleno, sino a "tubo parcialmente lleno" la pendiente máxima debe ser la que produzca una velocidad de 3.00 m/s. o 5.00 m/s a tubo parcialmente lleno (según material de la tubería.)

El objeto de establecer límites para la pendiente es evitar hasta donde sea posible la construcción de estructuras de caída que además de encarecer notablemente las obras propician la producción de gas hidrógeno sulfurado, que afecta al concreto de los tubos y sus uniones de sellado, así como el aumento de los malos olores de las aguas negras.

En casos especiales en donde la pendiente del terreno sea muy fuerte, es conveniente que para el diseño se consideren tuberías que permitan velocidades altas que puedan tener solo en casos extraordinarios y en tramos cortos velocidades de hasta 8.0 m/s.

Estas velocidades podrán modificarse en casos especiales, previo análisis particular y justificación en cada caso con aprobación avalada del fabricante de tubería.

Por último se hacen las siguientes observaciones, las cuales es muy importante tomarlas en cuenta para un buen funcionamiento de los colectores marginales:

- Los colectores marginales se han diseñado para el desalojo único y exclusivo de aguas residuales domésticas.
- No se permitirá la conexión de los sistemas pluviales a estos colectores.
- Las rejillas pluviales podrán ser descargadas libremente en la barranca.

Las descargas sanitarias se conectarán a los colectores marginales de la siguiente forma:

- a) Si la descarga proviene de algún colector o subcolector, ésta se conectará necesariamente a un pozo de visita, que a su vez la conduzca al drenaje controlado.
- b) Si la descarga es de tipo domiciliaria (de las casas que colindan directamente a la barranca), se conectarán a los colectores.

Será de carácter obligatorio la conexión de todas las descargas de aguas residuales domésticas a los colectores, con lo que se asegura que por el canal no drenará agua en tiempo de estiaje.

2.8.3 TABLAS DE CÁLCULO

En este subcapítulo se desarrollará el cálculo del funcionamiento hidráulico de los colectores tomando en cuenta las consideraciones de pendiente, velocidad y tipo de tubería expuestas anteriormente.

Para cumplir con estas características, se presenta a continuación el análisis del colector Derecho e Izquierdo propuestos para el entubamiento de los escurrimientos sanitarios en la barranca Plan de Ayala por medio de la tabla de Cálculo Hidráulico para Alcantarillado Sanitario

A continuación se describe el procedimiento de cálculo:

Tramo: Se enumeran todos los pozos del colector comenzando de aguas arriba y continuando aguas abajo. Indica la clave del pozo inicial y final que se está analizando.

Longitud: Es la longitud propia del tramo en estudio.

Área propia: Es el área de influencia medida en hectáreas que le corresponde al tramo analizado.

Área tributaria: Es la suma de áreas acumuladas aguas arriba que tendrán aportaciones para efectuar el cálculo hidráulico.

Área acumulada: Es la suma del área propia más el área tributaria. (Área propia + Área tributaria), con fines de cálculo de la población.

Población por servir: Se calcula en cada tramo y es la multiplicación de la densidad de población por el área acumulada en cada tramo.

Densidad de población: Es la cantidad de habitantes que se encuentran en una hectárea cuadrada.

$$P = (Dp)(\text{Area Acumulada}) = \text{Hab.}$$

Coefficiente de Harmon: Cuando la población servida por el conducto sea menor de 182,250 usuarios, la expresión que proporciona el valor de "M" de acuerdo con Harmon es:

$$\text{Harmon : } M = \left(1 + \frac{14}{4 + P^{0.5}} \right)$$

El valor de Harmon se encuentran en un rango de 1.8 para la población máxima y de 3.8 para una población mínima.

Gasto mínimo: se considera como la mitad del gasto medio.

$$Q_{\min} = 50\% Q_{\text{med}}$$

Gasto medio: Para obtenerlo se multiplica la población servida por la aportación y se divide el producto entre 86,400 segundos, como se indica en la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{med}} = \frac{(A)x(P_p)}{86400}$$

donde :

Q_{med} = Gasto medio, en lps

A = Aportación, en lts/hab/día

P_p = Población de proyecto por servir, en habitantes

86400 = Número de segundos en un día

Gasto Máximo instantáneo: Este gasto corresponde al pico de aguas negras, para la obtención de este gasto se considera el coeficiente de Harmon como se indica en la siguiente expresión:

$$Q_{\max. \text{ inst.}} = (M)x(Q_{\text{med}})$$

donde :

$$M = (1) + \left(\frac{14}{4 + P^{0.5}} \right)$$

M = Coeficiente de variación del gasto de aguas negras con relación al gasto medio. (Coeficiente de Harmon)

P = Población por servir, en miles

Gasto Máximo extraordinario: Este gasto considera la fracción de aguas pluviales provenientes de las bajadas para aguas de lluvia domiciliaria que tributan a la red de alcantarillado.

Para obtenerse el gasto máximo extraordinario se multiplica el gasto máximo instantáneo por un coeficiente "C" de previsión o de seguridad, al cual se le asigna un valor entre 1.0 y 2.0 para el caso de la zona de proyecto se tomara el valor de 1.50, por lo que el gasto máximo extraordinario será:

$$Q_{\max. \text{ ext.}} = (C)x(Q_{\max. \text{ inst.}})$$

donde :

$Q_{\max. \text{ ext.}}$ = Gasto máximo *extraordinario*, en lps

$Q_{\max. \text{ inst.}}$ = Gasto máximo *instantaneo*, en lps

C = *Coeficiente de previsión*, $C = 1.50$

Pendiente: Las pendientes de las tuberías deberán seguir, hasta donde sea posible, la inclinación del terreno con el objeto de tener excavaciones mínimas. Para cada tramo se propone una pendiente semejante a la del terreno, la cual se determina con la expresión:

$$S = \left(\frac{\text{Diferencia de cotas de terreno}}{\text{Longitud}} \right)$$

$$S = \left[\frac{(H)(1,000)}{L} \right] = \text{milésimos}$$

Se acostumbra que la tubería tenga una pendiente expresada en números enteros ó hasta con un decimal en milésimos.

Diámetro: Deberá seleccionarse un diámetro de tubería, de manera que su capacidad permita que el gasto máximo escurra sin llenar la tubería y con un tirante para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión.

Velocidad y Gasto a tubo lleno: se calcula con Manning la velocidad y con la ecuación de continuidad se obtiene el gasto.

$$Q = (V)(A)$$
$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \left(S^{\frac{1}{2}}\right) \left(R^{\frac{2}{3}}\right)$$

Velocidad Real a Gasto Mínimo y Máximo Extraordinario: Para conocer la velocidad real a gasto mínimo y a gasto máximo extraordinario, es necesario utilizar la última escala del nomograma de Manning, en donde aparecen dos tipos de relaciones una es de gasto y otra es de velocidad. Ambas se intercalan y así se obtiene la velocidad real.

Tirante Real a Gasto Mínimo y Gasto Máximo Extraordinario: anteriormente se presentó en las columnas el gasto mínimo y máximo extraordinario y la velocidad real con gasto mínimo y máximo extraordinario, ahora para el cálculo de esta columna se emplean las siguientes fórmulas

$$\beta = 2 \left[\cos^{-1} \left(\frac{1-d}{r} \right) \right]$$
$$A = r^2 \left[\frac{(\Pi)(\beta)}{360} - \frac{\text{sen}\beta}{2} \right]$$

En donde se propone un valor inicial de "d" y se van realizando iteraciones hasta encontrar que el valor del área de la fórmula sea igual al área obtenida por continuidad $A=Q/V$ de las columnas de gasto mínimo y máximo extraordinario y la velocidad real con gasto mínimo y máximo extraordinario respectivamente.

Elevaciones: Estas se indican en el cuadro de cálculo como: terreno y de plantilla; como su nombre lo dice son las elevaciones que tienen respecto al nivel medio del mar ó a un banco de nivel conocido.

Altura del pozo: Es la resta algebraica de la elevación del terreno y la elevación de la plantilla de salida de la tubería.

A continuación se presentan los cálculos hidráulicos de drenaje entre los pozos PVD-1 al PVD-47 y PVI-1 al PVI-61 en la zona de la margen derecha e izquierda respectivamente.

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO

BARRANCA "PLAN DE AYALA"
COLECTOR MARGINAL DERECHO

DOTACION: 220.00 L.P.S.
APORTACION: 176.00 L.P.S.

COEFICIENTE DE PREVISION: C= 1.50
DENSIDAD = 480 Hab./Ha

Tramo		long (m)	Área (Ha)			Pobl. por servir (hab)	Coef. de Harmon	Gasto l.p.s				Pend. de plantilla (miles)	Diám. (cm)	Tubo lleno		Vel. Real (m/s)		Tirante real (cm)		Elevación (m.s.n.m.)			Altura del Pozo (m)
De	A		Prop.	Tribut.	Acum.			Aguas residuales domesticas						Vel. (m/s)	Gasto l.p.s.	a gasto		a gasto		De terreno	Plantilla		
								Min.	Medio	Max. Inst.	Max. Ext.					Min.	Max. E.	Min.	Max. E.		Entrada	Salida	
PVD-1	PVD-2	54.80	0.555	8.63	9.185	4,409	3.30	4.491	8.981	29.595	44.392	128	30	7.07	499.57	2.09	4.36	2.20	6.20	2388.75	2387.60	2387.60	1.15
PVD-2	PVD-3	43.00	0.436		9.621	4,618	3.28	4.704	9.407	30.826	46.238	106	30	6.43	454.85	2.06	4.12	2.40	6.60	2381.72	2380.59	2380.59	1.13
PVD-3	PVD-4	43.00	0.436		10.057	4,827	3.26	4.917	9.834	32.049	48.073	105	30	6.41	452.85	2.05	4.17	2.40	6.80	2377.22	2376.03	2376.03	1.19
PVD-4	PVD-5	37.20	0.377		10.434	5,008	3.24	5.101	10.202	33.099	49.649	105	30	6.40	452.26	2.05	4.17	2.40	6.80	2372.64	2371.51	2371.51	1.13
PVD-5	PVD-6	4.50	0.046		10.480	5,030	3.24	5.124	10.247	33.227	49.840	11	30	2.08	147.23	0.95	1.88	3.90	12.30	2368.73	2367.61	2367.61	1.12
PVD-6	PVD-7	41.00	0.415		10.895	5,230	3.23	5.326	10.653	34.376	51.563	11	30	2.07	146.33	0.99	1.89	4.20	12.40	2369.18	2367.56	2367.56	1.62
PVD-7	PVD-8	41.00	0.415		11.310	5,429	3.21	5.529	11.059	35.517	53.276	11	30	2.07	146.33	0.99	1.90	4.20	12.60	2368.73	2367.11	2367.11	1.62
PVD-8	PVD-9	43.00	0.436		11.746	5,638	3.20	5.742	11.485	36.709	55.064	23	30	3.00	211.94	1.26	2.51	3.30	10.60	2368.28	2366.66	2366.66	1.62
PVD-9	PVD-10	22.00	0.223		11.969	5,745	3.19	5.852	11.703	37.316	55.974	42	30	4.06	287.18	1.60	3.15	3.00	9.20	2366.84	2365.67	2365.67	1.17
PVD-10	PVD-11	10.00	0.101		12.070	5,794	3.19	5.901	11.802	37.590	56.385	42	30	4.05	286.25	1.60	3.15	3.00	9.20	2365.90	2364.74	2364.74	1.16
PVD-11	PVD-12	8.50	0.086		12.156	5,835	3.18	5.943	11.886	37.823	56.735	42	30	4.05	286.25	1.60	3.15	3.00	9.20	2365.44	2364.32	2364.32	1.12
PVD-12	PVD-13	15.20	0.154		12.310	5,909	3.18	6.018	12.036	38.240	57.360	105	30	6.41	453.17	2.05	4.41	2.40	7.40	2365.24	2363.97	2363.97	1.27
PVD-13	PVD-14	20.00	0.203		12.513	6,006	3.17	6.117	12.235	38.788	58.182	140	30	7.39	522.62	2.37	4.89	2.40	6.90	2364.05	2362.37	2362.37	1.68
PVD-14	PVD-15	13.80	0.140		12.653	6,073	3.17	6.186	12.372	39.165	58.748	140	30	7.39	522.35	2.37	4.89	2.40	6.90	2360.73	2359.57	2359.16	1.57
PVD-15	PVD-16	23.00	0.233		12.886	6,185	3.16	6.300	12.600	39.792	59.687	69	30	5.20	367.25	1.87	3.83	2.70	8.20	2358.38	2357.23	2357.23	1.15
PVD-16	PVD-17	5.40	0.055		12.941	6,212	3.16	6.327	12.653	39.939	59.909	38	30	3.85	272.28	1.52	3.09	3.00	9.80	2356.79	2355.64	2355.64	1.15
PVD-17	PVD-18	17.00	0.172		13.113	6,294	3.15	6.411	12.822	40.400	60.600	38	30	3.86	273.12	1.52	3.10	3.00	9.90	2356.61	2355.44	2355.44	1.17
PVD-18	PVD-19	7.50	0.076		13.189	6,331	3.15	6.448	12.896	40.603	60.905	38	30	3.85	272.28	1.52	3.10	3.00	9.90	2355.96	2354.79	2354.79	1.17
PVD-19	PVD-20	28.00	0.284		13.473	6,467	3.14	6.587	13.174	41.361	62.041	38	30	3.84	271.77	1.52	3.10	3.00	9.90	2355.70	2354.50	2354.50	1.20
PVD-20	PVD-21	11.00	0.111		13.584	6,520	3.14	6.641	13.282	41.656	62.484	38	30	3.86	272.93	1.52	3.10	3.00	9.90	2354.65	2353.44	2353.44	1.21
PVD-21	PVD-22	19.00	0.192		13.776	6,612	3.13	6.735	13.470	42.166	63.250	38	30	3.85	271.90	1.52	3.10	3.00	9.90	2354.21	2353.02	2353.02	1.19
PVD-22	PVD-23	26.00	0.263		14.039	6,739	3.12	6.864	13.727	42.863	64.295	38	30	3.86	272.56	1.52	3.10	3.00	9.90	2353.50	2352.30	2352.30	1.20
PVD-23	PVD-24	45.40	0.460		14.499	6,960	3.11	7.088	14.177	44.076	66.114	38	30	3.85	271.87	1.52	3.10	3.00	9.90	2352.52	2351.31	2351.31	1.21
PVD-24	PVD-25	37.40	0.379		14.878	7,141	3.10	7.274	14.547	45.071	67.606	44	30	4.15	293.38	1.64	3.39	3.00	10.20	2350.79	2349.59	2349.59	1.20
PVD-25	PVD-26	21.00	0.213		15.091	7,244	3.09	7.378	14.756	45.628	68.442	44	30	4.14	292.35	1.64	3.39	3.00	10.20	2349.15	2347.94	2347.94	1.21
PVD-26	PVD-27	8.50	0.086		15.177	7,285	3.09	7.420	14.840	45.852	68.779	44	30	4.14	292.99	1.74	3.39	3.30	10.20	2348.22	2347.02	2347.02	1.20
PVD-27	PVD-28	8.50	0.086		15.263	7,326	3.09	7.462	14.924	46.077	69.115	44	30	4.12	291.42	1.64	3.39	3.00	10.20	2347.84	2346.64	2346.64	1.20
PVD-28	PVD-29	24.00	0.243		15.506	7,443	3.08	7.581	15.161	46.709	70.064	48	30	4.33	305.75	1.71	3.52	3.00	10.10	2347.48	2346.27	2346.27	1.21
PVD-29	PVD-30	7.60	0.077		15.583	7,480	3.08	7.618	15.237	46.909	70.364	85	30	5.76	407.22	2.07	4.32	2.70	8.40	2346.42	2345.12	2345.12	1.30
PVD-30	PVD-31	7.60	0.077		15.660	7,517	3.08	7.656	15.312	47.109	70.664	85	30	5.76	407.22	2.07	4.32	2.70	8.40	2346.02	2344.47	2344.47	1.55
PVD-31	PVD-32	6.00	0.061		15.721	7,546	3.07	7.686	15.372	47.268	70.902	85	30	5.76	407.22	2.07	4.32	2.70	8.40	2345.62	2343.82	2343.82	1.80
PVD-32	PVI-34	4.00	0.041		15.762	7,566	3.07	7.706	15.412	47.374	71.061	20	30	2.79	197.53	1.34	2.55	4.20	12.50	2344.96	2343.31	2342.24	2.72
PVI-34																				2344.96	2342.16	2342.16	2.80

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO

BARRANCA "PLAN DE AYALA"
COLECTOR MARGINAL DERECHO

DOTACION: 220.00 L.P.S.
APORTACION: 176.00 L.P.S.

COEFICIENTE DE PREVISION: C= 1.50
DENSIDAD = 480 Hab./Ha

Tramo		long (m)	Área (Ha)			Pobl. por servir (hab)	Coef. de Harmon	Gasto l.p.s				Pend. de plantilla (miles)	Díam. (cm)	Tubo lleno		Vel. Real (m/s)		Tirante real (cm)		Elevación			Altura del Pozo (m)
De	A		Prop.	Tribut.	Acum.			Aguas residuales domesticas						Vel. (m/s)	Gasto l.p.s.	a gasto		a gasto		De terreno	Plantilla		
								Min.	Medio	Max. Inst.	Max. Ext.					Min.	Max. E.	Min.	Max. E.		Entrada	Salida	
PVD-38	PVI-37	4.00		1.000	1.000	480	3.80	3.000	3.000	7.453	11.180	10	30	1.98	139.68	0.78	1.20	3.00	6.00	2338.47	2335.81	2335.81	2.66
	PVI-37																			2338.46	2335.77	2335.77	
PVD-39	PVI-43	7.50		1.000	1.000	480	3.80	3.000	3.000	3.895	5.843	10	30	1.98	139.68	0.78	0.99	3.00	4.50	2336.24	2333.34	2333.34	2.90
	PVI-43																			2336.24	2333.26	2333.26	
PVD-40	PVI-46	6.00		1.000	1.000	480	3.80	3.000	3.000	3.895	5.843	10	30	1.98	139.68	0.78	0.99	3.00	4.50	2335.18	2332.28	2332.28	2.90
	PVI-46																			2335.18	2332.22	2332.22	
PVD-41	PVI-48	7.50		1.000	1.000	480	3.80	3.000	3.000	3.895	5.843	10	30	1.98	139.68	0.78	0.99	3.00	4.50	2333.21	2330.31	2330.31	2.90
	PVI-48																			2333.21	2330.23	2330.23	
PVD-42	PVI-52	8.00		1.000	1.000	480	3.80	3.000	3.000	7.453	11.180	10	30	1.98	139.68	0.78	1.20	3.00	6.00	2331.30	2327.41	2327.41	3.89
	PVI-52																			2331.30	2327.33	2327.33	
PVD-43	PVI-55	8.00		1.000	1.000	480	3.80	3.000	3.000	7.453	11.180	10	30	1.98	139.68	0.78	1.20	3.00	6.00	2329.56	2326.16	2326.16	3.40
	PVI-55																			2331.30	2326.06	2326.06	
PVD-44	PVD-45	59.00	0.67		0.670	322	3.80	3.000	3.000	3.000	4.500	12	30	2.17	153.22	0.78	0.91	2.70	3.30	2329.02	2327.70	2327.70	1.32
PVD-45	PVD-46	35.00	0.398		1.068	513	3.80	3.000	3.000	4.145	6.218	20	30	2.79	197.53	1.01	1.24	2.70	3.60	2328.31	2326.99	2326.99	1.32
PVD-46	PVD-47	38.00	0.432		1.500	720	3.80	3.000	3.000	5.702	8.553	30	30	3.42	241.93	1.10	1.57	2.40	3.90	2327.89	2326.29	2326.29	1.60
PVD-47																				2327.10	2325.15	2324.00	3.10

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO

BARRANCA "PLAN DE AYALA"
COLECTOR MARGINAL IZQUIERDO

DOTACION: 220.00 L.P.S.
APORTACION: 176.00 L.P.S.

COEFICIENTE DE PREVISION: C= 1.50
DENSIDAD = 480 Hab./Ha

Tramo		long (m)	Área (Ha)			Pobl. por servir (hab)	Coef. de Harmon	Gasto l.p.s				Pend. de plantilla (miles)	Diám. (cm)	Tubo lleno		Vel. Real (m/s)		Tirante real (cm)		Elevación			Altura del Pozo (m)
De	A		Prop.	Tribut.	Acum.			Aguas residuales domesticas						Vel. (m/s)	Gasto l.p.s.	a gasto		a gasto		De terreno	Plantilla		
								Min.	Medio	Max. Inst.	Max. Ext.					Min.	Max. E.	Min.	Max. E.		Entrada	Salida	
PVI-1	PVI-2	30.00	0.507	8.50	9.007	4,323	3.30	4.403	8.806	29.086	43.629	135	30	7.26	513.21	2.15	4.48	2.20	6.20	2388.75	2387.60	2387.60	1.15
PVI-2	PVI-3	24.70	0.418		9.425	4,524	3.28	4.608	9.216	30.273	45.409	121	30	6.88	485.97	2.10	4.29	2.20	6.30	2384.70	2383.55	2383.55	1.15
PVI-3	PVI-4	35.00	0.592		10.017	4,808	3.26	4.897	9.794	31.937	47.905	105	30	6.40	452.30	2.05	4.17	2.40	6.80	2381.72	2380.56	2380.56	1.16
PVI-4	PVI-5	52.00	0.879		10.896	5,230	3.23	5.327	10.654	34.378	51.567	105	30	6.40	452.60	2.05	4.23	2.40	6.90	2378.04	2376.89	2376.89	1.15
PVI-5	PVI-6	36.60	0.619		11.515	5,527	3.20	5.630	11.259	36.078	54.118	105	30	6.41	453.02	2.05	4.23	2.40	6.90	2372.51	2371.43	2371.43	1.08
PVI-6	PVI-7	5.00	0.085		11.6	5,568	3.20	5.671	11.342	36.311	54.466	11	30	2.07	146.49	0.99	1.91	4.20	12.70	2368.73	2367.58	2367.58	1.15
PVI-7	PVI-8	50.00	0.845		12.445	5,974	3.17	6.084	12.168	38.605	57.907	11	30	2.07	146.49	1.04	1.95	4.50	13.30	2369.18	2367.53	2367.53	1.65
PVI-8	PVI-9	32.00	0.541		12.986	6,233	3.15	6.349	12.697	40.060	60.090	11	30	2.07	146.08	1.04	1.95	4.50	13.30	2368.98	2366.98	2366.98	2.00
PVI-9	PVI-10	43.40	0.734		13.72	6,586	3.13	6.708	13.415	42.018	63.027	22	30	2.94	207.74	1.30	2.56	3.60	11.40	2368.28	2366.63	2366.63	1.65
PVI-10	PVI-11	24.00	0.406		14.126	6,780	3.12	6.906	13.812	43.093	64.639	42	30	4.05	286.54	1.60	3.29	3.00	10.10	2366.84	2365.67	2365.67	1.17
PVI-11	PVI-12	9.00	0.152		14.278	6,853	3.12	6.980	13.961	43.494	65.241	42	30	4.05	286.25	1.60	3.29	3.00	10.10	2365.86	2364.66	2364.66	1.20
PVI-12	PVI-13	5.00	0.085		14.363	6,894	3.11	7.022	14.044	43.718	65.577	42	30	4.05	286.25	1.60	3.29	3.00	10.10	2365.54	2364.29	2364.29	1.25
PVI-13	PVI-14	4.50	0.076		14.439	6,931	3.11	7.059	14.118	43.918	65.878	42	30	4.06	287.01	1.60	3.29	3.00	10.10	2365.35	2364.08	2364.08	1.27
PVI-14	PVI-15	13.50	0.228		14.667	7,040	3.10	7.171	14.341	44.518	66.777	105	30	6.41	453.00	2.31	4.60	2.70	8.00	2365.12	2363.89	2363.89	1.23
PVI-15	PVI-16	21.00	0.355		15.022	7,211	3.09	7.344	14.688	45.448	68.171	100	30	6.25	441.70	2.25	4.52	2.70	8.10	2364.05	2362.47	2362.13	1.92
PVI-16	PVI-17	15.00	0.254		15.276	7,332	3.09	7.468	14.937	46.111	69.166	100	30	6.25	441.70	2.25	4.52	2.70	8.10	2360.73	2360.03	2358.73	2.00
PVI-17	PVI-18	24.00	0.406		15.682	7,527	3.08	7.667	15.334	47.167	70.750	71	30	5.26	371.74	2.08	4.06	3.00	9.00	2358.38	2357.23	2357.23	1.15
PVI-18	PVI-19	5.00	0.085		15.767	7,568	3.07	7.708	15.417	47.387	71.080	38	30	3.85	272.28	1.62	3.25	3.30	10.60	2356.79	2355.53	2355.53	1.26
PVI-19	PVI-20	14.50	0.245		16.012	7,686	3.07	7.828	15.656	48.021	72.032	40	30	3.95	279.35	1.66	3.32	3.30	10.60	2356.57	2355.34	2355.34	1.23
PVI-20	PVI-21	7.00	0.118		16.13	7,742	3.06	7.886	15.772	48.326	72.489	40	30	3.95	279.35	1.66	3.32	3.30	10.60	2356.00	2354.76	2354.76	1.24
PVI-21	PVI-22	7.00	0.118		16.248	7,799	3.06	7.943	15.887	48.631	72.946	40	30	3.95	279.35	1.66	3.32	3.30	10.60	2355.70	2354.48	2354.48	1.22
PVI-22	PVI-23	20.30	0.343		16.591	7,964	3.05	8.111	16.222	49.513	74.270	40	30	3.97	280.73	1.66	3.32	3.30	10.60	2355.41	2354.20	2354.20	1.21
PVI-23	PVI-24	31.00	0.524		17.115	8,215	3.04	8.367	16.735	50.856	76.284	40	30	3.95	279.35	1.66	3.32	3.30	10.60	2354.65	2353.38	2353.38	1.27
PVI-24	PVI-25	38.00	0.642		17.757	8,523	3.02	8.681	17.362	52.491	78.737	38	30	3.85	271.90	1.71	3.30	3.60	11.20	2353.50	2352.14	2352.14	1.36
PVI-25	PVI-26	33.00	0.558		18.315	8,791	3.01	8.954	17.908	53.904	80.856	38	30	3.85	271.85	1.71	3.30	3.60	11.20	2352.04	2350.70	2350.70	1.34
PVI-26	PVI-27	13.00	0.22		18.535	8,897	3.00	9.062	18.123	54.459	81.688	44	30	4.14	292.99	1.84	3.56	3.60	11.00	2350.79	2349.45	2349.45	1.34
PVI-27	PVI-28	24.00	0.406		18.941	9,092	3.00	9.260	18.520	55.480	83.220	44	30	4.13	292.15	1.84	3.56	3.60	11.00	2350.20	2348.87	2348.87	1.33
PVI-28	PVI-29	21.50	0.363		19.304	9,266	2.99	9.438	18.875	56.389	84.584	44	30	4.15	293.61	1.84	3.56	3.60	11.00	2349.15	2347.82	2347.82	1.33
PVI-29	PVI-30	7.00	0.118		19.422	9,323	2.98	9.495	18.990	56.684	85.026	44	30	4.16	293.94	1.84	3.56	3.60	11.00	2348.22	2346.87	2346.87	1.35
PVI-30	PVI-31	7.00	0.118		19.54	9,379	2.98	9.553	19.106	56.979	85.468	44	30	4.14	292.99	1.84	3.56	3.60	11.00	2347.84	2346.56	2346.56	1.28
PVI-31	PVI-32	28.50	0.482		20.022	9,611	2.97	9.789	19.577	58.179	87.269	44	30	4.15	293.69	1.84	3.56	3.60	11.00	2347.48	2346.26	2346.26	1.22
PVI-32																				2346.24	2345.00	2345.00	1.24

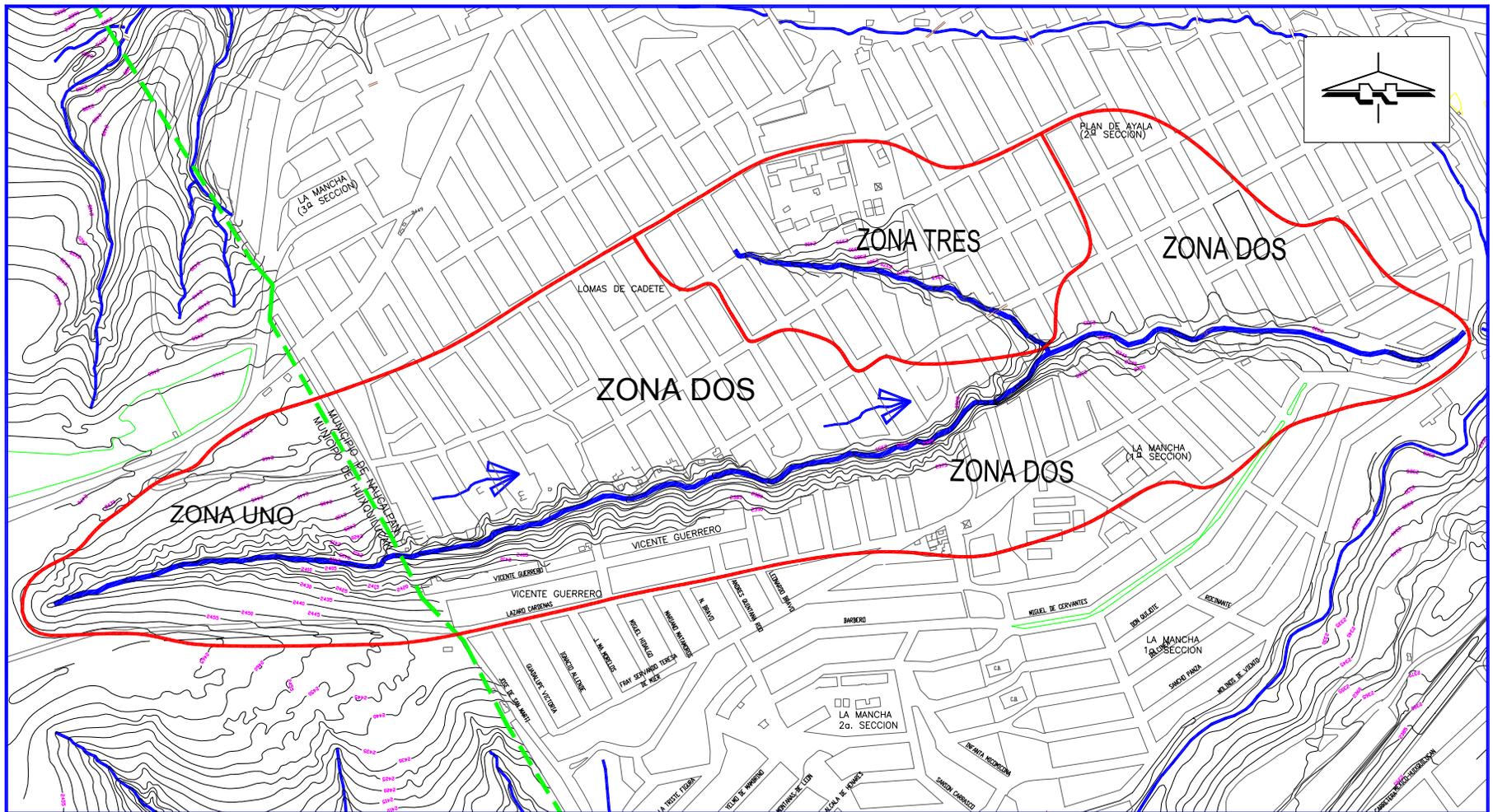
TABLA DE CALCULO HIDRAULICO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO

BARRANCA "PLAN DE AYALA"
COLECTOR MARGINAL IZQUIERDO

DOTACION: 220.00 L.P.S.
APORTACION: 176.00 L.P.S.

COEFICIENTE DE PREVISION: C= 1.50
DENSIDAD = 480 Hab./Ha

Tramo		long (m)	Área (Ha)			Pobl. por servir (hab)	Coef. de Harmon	Gasto l.p.s				Pend. de plantilla (miles)	Diám. (cm)	Tubo lleno		Vel. Real (m/s)		Tirante real (cm)		Elevación			Altura del Pozo (m)
De	A		Prop.	Tribut.	Acum.			Aguas residuales domesticas						Vel. (m/s)	Gasto l.p.s.	a gasto		a gasto		De terreno	Plantilla		
								Min.	Medio	Max. Inst.	Max. Ext.					Min.	Max. E.	Min.	Max. E.		Entrada	Salida	
PVI-32	PVI-33	10.50	0.177		20.199	9,696	2.97	9.875	19.750	58.619	87.928	85	30	5.75	406.65	2.28	4.61	3.00	9.80	2346.24	2345.00	2345.00	1.24
PVI-33	PVI-34	10.50	0.177		20.376	9,780	2.96	9.962	19.923	59.057	88.586	85	30	5.75	406.65	2.28	4.61	3.00	9.80	2345.67	2344.11	2343.66	2.01
PVI-34	PVI-35	16.00	0.27	15.76	36.406	17,475	2.71	17.798	35.597	96.519	144.778	20	30	2.79	197.53	1.74	3.05	6.30	19.30	2344.96	2342.77	2342.16	2.80
PVI-35	PVI-36	9.00	0.152		36.558	17,548	2.71	17.873	35.746	96.857	145.285	20	30	2.79	197.53	1.74	3.05	6.30	19.30	2344.50	2341.84	2341.84	2.66
PVI-36	PVI-37	26.60	0.45		37.008	17,764	2.70	18.093	36.186	97.855	146.783	221	30	9.30	657.27	2.87	5.15	4.70	12.70	2343.13	2341.66	2341.66	1.47
37-1	PVI-38	10.00	0.169	1.00	38.176	18,324	2.69	18.663	37.327	100.434	150.652	20	38	3.27	371.03	1.70	3.09	5.60	17.20	2338.46	2335.77	2335.77	2.69
PVI-38	PVI-39	5.00	0.085		38.261	18,365	2.69	18.705	37.411	100.624	150.936	20	38	3.27	371.03	1.70	3.09	5.60	17.20	2337.95	2335.57	2335.57	2.38
PVI-39	PVI-40	12.20	0.206		38.467	18,464	2.69	18.806	37.612	101.077	151.616	32	38	4.14	469.08	2.03	3.69	5.60	15.20	2337.70	2335.47	2335.47	2.23
PVI-40	PVI-41	7.80	0.132		38.599	18,528	2.69	18.871	37.741	101.368	152.052	15	38	2.87	325.41	1.55	2.79	6.30	18.60	2337.27	2335.08	2335.08	2.19
PVI-41	PVI-42	11.50	0.194		38.793	18,621	2.68	18.965	37.931	101.794	152.691	48	38	5.06	573.75	2.29	4.31	4.80	13.80	2337.00	2334.96	2334.96	2.04
PVI-42	PVI-43	24.00	0.406	11.58	50.779	24,374	2.57	24.825	49.651	127.429	191.144	48	38	5.06	574.29	2.56	4.55	5.70	15.40	2336.77	2334.41	2334.41	2.36
PVI-43	PVI-44	27.00	0.456	1.00	52.235	25,073	2.55	25.537	51.074	130.459	195.688	20	38	3.27	371.03	1.87	3.30	6.70	20.10	2336.24	2333.26	2333.26	2.98
PVI-44	PVI-45	15.00	0.254		52.489	25,195	2.55	25.661	51.323	130.986	196.479	20	38	3.27	371.03	1.87	3.30	6.70	20.10	2335.60	2332.72	2332.72	2.88
PVI-45	PVI-46	8.00	0.135		52.624	25,260	2.55	25.727	51.455	131.265	196.898	25	38	3.66	414.82	2.05	3.60	6.50	18.60	2335.28	2332.42	2332.42	2.86
PVI-46	PVI-47	31.00	0.524	1.00	54.148	25,991	2.54	26.472	52.945	134.415	201.622	36	38	4.40	498.68	2.34	4.14	5.90	17.00	2335.18	2332.22	2332.22	2.96
PVI-47	PVI-48	23.00	0.389		54.537	26,178	2.54	26.663	53.325	135.216	202.824	38	38	4.50	510.25	2.40	4.24	5.90	16.90	2334.42	2331.10	2331.10	3.32
PVI-48	PVI-49	14.00	0.237	1.00	55.774	26,772	2.53	27.267	54.535	137.756	206.634	27	38	3.81	432.23	2.13	3.75	6.50	18.70	2333.21	2330.23	2330.23	2.98
PVI-49	PVI-50	15.00	0.254		56.028	26,893	2.52	27.391	54.783	138.276	207.415	27	38	3.78	428.42	2.13	3.75	6.50	18.70	2332.70	2329.85	2329.85	2.85
PVI-50	PVI-51	26.50	0.448		56.476	27,108	2.52	27.610	55.221	139.193	208.789	47	38	5.02	569.80	2.61	4.61	5.60	16.30	2332.50	2329.45	2329.45	3.05
PVI-51	PVI-52	19.00	0.321		56.797	27,263	2.52	27.767	55.535	139.849	209.773	46	38	4.95	561.40	2.58	4.59	5.60	16.40	2331.50	2328.20	2328.20	3.30
PVI-52	PVI-53	23.00	0.389	1.00	58.186	27,929	2.51	28.446	56.893	142.678	214.018	17	38	3.01	341.63	1.83	3.17	7.60	22.30	2331.30	2327.33	2327.33	3.97
PVI-53	PVI-54	32.00	0.541		58.727	28,189	2.50	28.711	57.422	143.777	215.665	17	38	3.03	343.95	1.83	3.17	7.60	22.30	2330.19	2326.94	2326.94	3.25
PVI-54	PVI-55	20.50	0.347		59.074	28,356	2.50	28.881	57.761	144.481	216.721	16	38	2.94	332.87	1.79	3.10	7.80	22.90	2330.30	2326.39	2326.39	3.91
PVI-55	PVI-56	49.00	0.828	1.00	60.902	29,233	2.49	29.774	59.549	148.174	222.262	5	45	1.81	288.21	1.17	2.02	9.90	29.70	2331.30	2326.06	2326.06	5.24
PVI-56	PVI-57	31.00	0.524		61.426	29,484	2.48	30.030	60.061	149.229	223.844	5	45	1.86	295.86	1.17	2.02	9.90	29.70	2331.50	2325.82	2325.82	5.68
PVI-57	PVI-58	55.00	0.93		62.356	29,931	2.48	30.485	60.970	151.097	226.646	5	45	1.81	288.54	1.17	2.02	9.90	29.70	2329.70	2325.66	2325.66	4.04
PVI-58	PVI-59	40.00	0.676		63.032	30,255	2.47	30.816	61.631	152.452	228.678	5	45	1.83	291.20	1.17	2.02	9.90	29.70	2330.40	2325.39	2325.39	5.01
PVI-59	PVI-60	29.00	0.49		63.522	30,491	2.47	31.055	62.110	153.432	230.148	35	45	4.83	768.53	2.42	4.22	6.80	17.00	2328.30	2325.19	2324.74	3.56
PVI-60	PVI-61	29.00	0.49		64.012	30,726	2.47	31.295	62.590	154.410	231.615	35	45	4.83	768.53	2.42	4.22	6.80	17.00	2326.50	2323.73	2323.27	3.23
PVI-61																				2324.00	2322.26	2322.26	1.74



SIMBOLOGIA:

LÍMITE DE LA CUENCA



LÍMITE MUNICIPAL



ZONA	AREA (Ha)
UNO	17.13
DOS	36.8
TRES	11.58
SUMA	65.51



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN



PROYECTO:

CUENCA DE APORTACIÓN PLUVIAL A LA BARRANCA PLAN DE AYALA
COLONIA PLAN DE AYALA

ASESOR DE TESIS

ALUMNO

ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO

ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

DIBUJO:
ALFONSO GUTIERREZ
BADILLO

PROYECTO:
ALFONSO GUTIERREZ
BADILLO

PLANO No.
UNICO

FECHA
MAYO DEL 2006

SIN ESC.

FIGURA 3.1.- Cuenca de aportación pluvial a la Barranca Plan de Ayala

CAPITULO 3

ENCAUZAMIENTO DE LA BARRANCA PLAN DE AYALA

3.1 DATOS DE PROYECTO

3.1.1 ÁREA DE PROYECTO

El área de proyecto de la barranca "Plan de Ayala" esta delimitado por su parte-aguas de esta cuenca, además debe de hacerse la aclaración que dentro de esta y en la margen izquierda existe una pequeña subcuenca, la cual se denominará como ramal San Antonio, ya que gran parte de esta zona pertenece a la colonia ejidal San Antonio Zomeyucan, teniendo como área total de 65.51Ha hasta la confluencia de la barranca en estudio con el arroyo el sordo.

Debido a la división política municipal y al uso de suelo que se tiene en esta cuenca ha sido necesario subdividir el área de proyecto en las zonas de aportación que a continuación se indican:

a) ZONA UNO

Esta zona se encuentra en la parte alta de la cuenca de la barranca dentro del territorio del Municipio de Huixquilucan teniendo un área de 17.63 Ha. dicha zona se encuentra actualmente despoblada, debido a que se tiene considerada como área verde.

Para fines de proyecto está área se considerará como una aportación tributaria del gasto pluvial.

b) ZONA DOS

Esta segunda zona comprende el resto del área de la cuenca, omitiendo la pequeña subcuenca del ramal de San Antonio, esta área es de 36.80 Ha. y esta limitada en la parte alta, con la frontera con el Municipio de Huixquilucan y en la zona baja con la descarga final del Arroyo el Sordo. Para la incorporación de ésta área el encauzamiento se hará por unidad de longitud de canal.

c) ZONA TRES

Ésta última zona corresponde a una pequeña subcuenca que queda dentro del área de estudio, la cual se denomina ramal San Antonio, teniendo un área de 11.58 Ha. la cual se incorpora por la margen izquierda del canal principal.

3.1.2 PERIODO DE RETORNO

Se define como el intervalo promedio de tiempo (medido en años) dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio.

En el diseño de toda estructura hidráulica que de pasó a las avenidas que genera la cuenca de un Río o Arroyo se debe de estar consiente que existe la probabilidad de que se presente una magnitud de mayor a la adoptada para el diseño.

Como primer paso en el estudio para el cálculo del gasto del proyecto de una obra de tipo pluvial es la determinación o selección de la probabilidad de excedencia que tendrá tal caudal.

Debido a la magnitud de la zona en estudio, ésta es considerada como una obra urbana de mediana importancia, entonces la selección del "periodo de retorno" a utilizar se lleva a cabo en

base a la tabla que indican para cada tipo de obra el periodos de retorno promedio de manera general, y solo debiéndose de tener en cuenta en tal selección los dos siguientes puntos:

- a) Tipo de importancia de la obra.
- b) Grado de desarrollo económico del área que esta sujeta al potencial del daño de la avenida.

En la tabla siguiente se muestran los periodos de retorno para cada tipo de obra utilizados en el diseño hidrológico de diversas obras de ingeniería civil:

TIPO DE OBRA	PERIODO DE RETORNO (T _R) EN AÑOS
BORDOS O DIQUES	2 – 50
DRENAJES URBANOS O PLUVIALES	2 – 10
ZANJAS DE DRENAJES DE IMPORTANCIA	50 – 100
DRENAJE DE AEROPUERTOS	5
PUENTES EN CARRETERAS IMPORTANTES	50 – 100
PUENTES EN CARRETERAS MENOS IMPORTANTES O ALCANTARILLADO SOBRE CARRETERAS IMPORTANTES	25

TABLA 3.1.- Periodos de retorno

Como se puede observar en la tabla anterior, “zanja de drenaje” corresponde a un periodo de retorno en el rango de 50 – 100 años, por tanto en base a las razones marcadas en líneas anteriores y debido a que la zona metropolitana de la Ciudad de México, ha quedado establecido por la Comisión Nacional del Agua utilizar un periodo de retorno de 100 años en obras de encauzamiento con riesgo alto de pérdidas humanas, en el presente trabajo se adoptará el mismo valor, esto es:

Periodo de Retorno (T_R) = 100 años

3.1.3 DEDUCCIÓN DE LA LEY INTENSIDAD – DURACIÓN – PERIODO DE RETORNO

Para poder dimensionar cualquier obra de tipo pluvial es necesario conocer los gastos máximos instantáneos pluviales, que son función de la intensidad “I” de las precipitaciones máximas mensuales del mayor número de años posibles, ya que para cada localidad o centro urbano de población este valor varía.

Entonces se debe buscar la Intensidad de lluvia para un cierto periodo de retorno (T_R).

La intensidad de lluvia (I) es la relación que existe entre la altura de lluvia caída (H) y el tiempo que tarda en caer, referida a una unidad de tiempo.

La altura se mide en mm, cm, dm o m y la unidad de tiempo generalmente se expresa en horas.

$$I = \frac{H}{t} = mm / hr$$

Para la determinación de la Intensidad de lluvia probable (I) se utilizan expresiones analíticas teniendo como las más destacadas las siguientes:

$$I = \frac{a}{t+b}$$

$$I = \frac{b}{t^b}$$

$$I = \frac{a}{(t+b)^n}$$

donde :

a, b = parámetros constantes

t = tiempo de duración de la lluvia

n = número de observaciones

Para el cálculo de los parámetros constantes “a” y “b” se recurre a los datos pluviográficos los cuales deben tener los tiempos de duración de lluvia (5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100, y 120 minutos) y las constantes quedan de la siguiente forma:

$$a = \frac{145525}{10 \frac{t}{I} - 485 \frac{1}{I}}$$

$$b = \frac{a \sum \frac{1}{I}}{10} - 48.5$$

Para la determinación de la intensidad (I) Máxima Probable para un cierto tiempo de retorno y una determinada duración de lluvia existen diversos métodos probabilísticos.

Para este trabajo se utilizará el Método de Gumbel, que expresa la frecuencia o probabilidad de presentarse una lluvia de cierta intensidad con la formula siguiente:

$$F = 1 - e^{-e^{-b}}$$

Donde:

F = Frecuencia o probabilidad en un número “n” de años

e = Constante que sirve de base para los logaritmos naturales

b = Variable que relaciona las intensidades y su desviación estándar y se expresa como sigue:

$$b = \frac{I - \bar{i} + 0.45D}{0.78D}$$

Donde:

D = Desviación estándar de la intensidad (i) y se expresa como sigue:

Siendo:

$$D = \sqrt{\frac{\sum(i - \bar{i})^2}{n-1}}$$

\bar{I} = promedio aritmético de las intensidades máximas anuales observadas en “n” años (para cada diferente tiempo de duración.)

Tiempo de retorno: es el periodo de tiempo (medido en años) en el cual ocurre una lluvia con igual intensidad.

$$T_R = \frac{n}{m}$$

Donde:

n = número de observaciones

m = número de la orden de la tabla de registro pluviométrico

Frecuencia: es la probabilidad expresada en porcentaje (%) de presentarse una lluvia de cierta intensidad cada año del estudio, y es igual al inverso del tiempo de retorno.

$$F = \frac{1}{T_R}$$

Deduciendo la fórmula de Intensidad Máxima Probable de Gumbel:

$$F = 1 - e^{-e^{-b}}$$

Multiplicado por -1 queda:

$$1 - F = e^{-e^{-b}}$$

Si 1-F se hace igual a F' queda:

$$F' = e^{-e^{-b}}$$

Aplicando logaritmos a cada lado:

$$LF' = Le^{-e^{-b}}$$

Pero Le=1 luego entonces:

$$LF' = -e^{-b}$$

Invirtiendo los signos se tiene:

$$e^{-b} = -LF' \dots\dots\dots(a)$$

Como $F = \frac{1}{T_R}$ y $1-F = F'$ puede escribirse:

$$1 - F = 1 - \frac{1}{T_R} = \frac{T_R - 1}{T_R}$$

Sustituyendo en (a)

$$e^{-b} = -L \left(\frac{T_R - 1}{T_R} \right) = L \left(\frac{T_R - 1}{T_R} \right)^{-1} = L \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right)$$

Es decir:

$$e^{-b} = L \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right)$$

Aplicando logaritmos en ambos lados:

$$L e^{-b} = LL \frac{T_R}{T_R - 1} = -b L e = LL \frac{T_R}{T_R - 1}$$

Como $L e = 1$ se obtiene

$$-b = LL \frac{T_R}{T_R - 1}$$

Multiplicado por -1 para invertir los signos

$$b = -LL \frac{T_R}{T_R - 1} \dots \dots \dots (b)$$

Que también puede expresarse como sigue:

$$b = LL \frac{T_R - 1}{T_R}$$

Ahora de acuerdo con la expresión $b = \frac{I - \bar{i} + 0.45D}{0.78D}$ se despeja I

$$0.78Db = I - \bar{i} + 0.45D$$

Donde: $I = 0.78Db + \bar{i} - 0.45D$

Sustituyendo (b) en esta última ecuación

$$I = 0.78D \left(-LL \frac{T_R}{T_R - 1} \right) + \bar{i} - 0.45D$$

$$I = -0.78DLL \frac{T_R}{T_R - 1} + \bar{i} - 0.45D$$

Asociando como factor común a “D”

$$I = \bar{i} - D \left(0.78LL \frac{T_R}{T_R - 1} + 0.45 \right)$$

Si se le llama “K” a:

$$K = \left(0.78LL \frac{T_R}{T_R - 1} + 0.45 \right)$$

Entonces la formula de intensidad máxima probable de Gumbel se expresa finalmente como sigue:

$$I = \bar{i} - DK$$

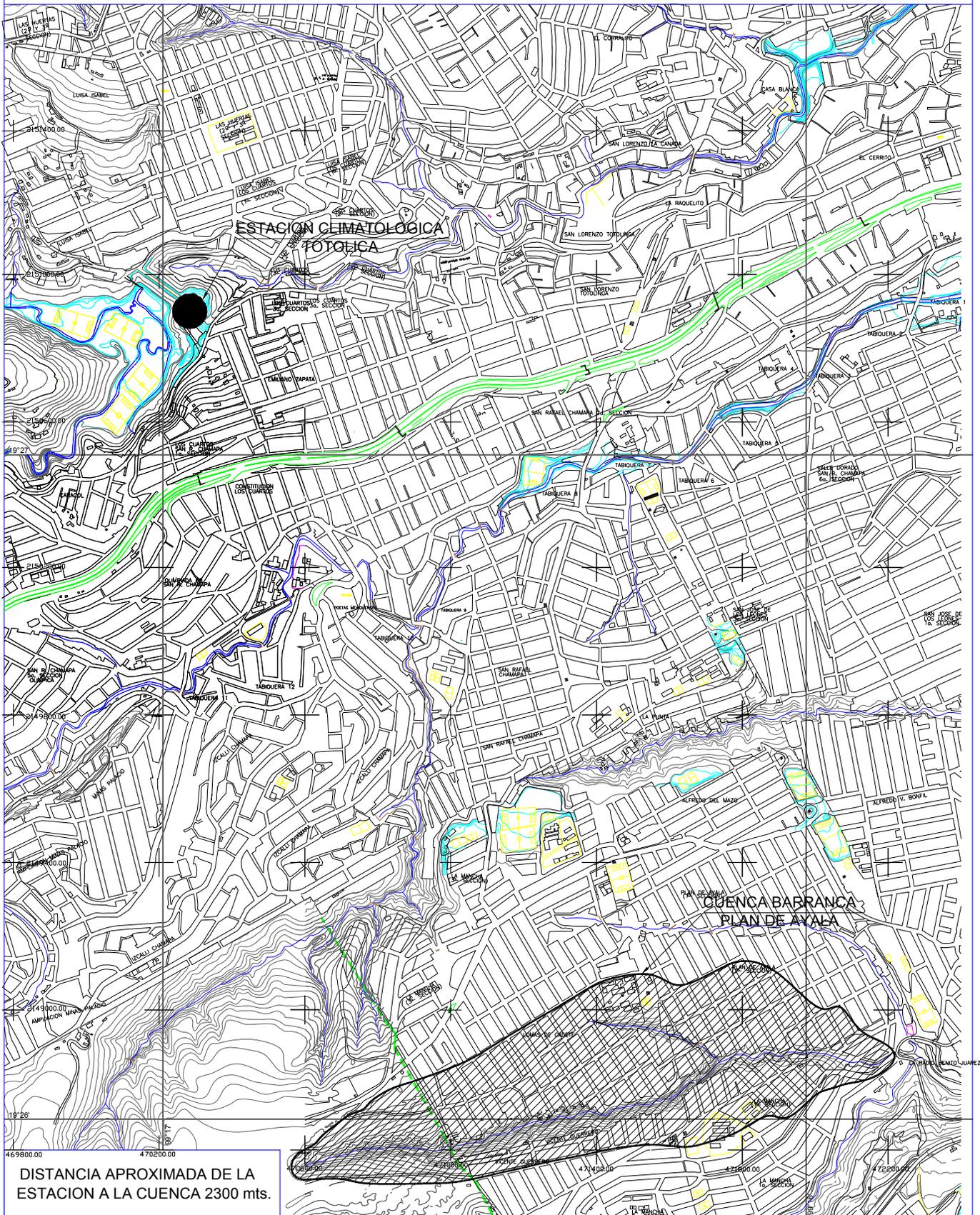
Los valores de la constante “K” de la formula de Gumbel se calculan y se muestran en la siguiente tabla.

Tiempo de retorno	$\frac{T_R}{T_R - 1}$	$L\left(\frac{T_R}{T_R - 1}\right)$	$LL\left(\frac{T_R}{T_R - 1}\right)$	$0.78LL\left(\frac{T_R}{T_R - 1}\right)$	K
2	2.0000	0.6931	-0.3665	-0.2859	0.1641
3	1.5000	0.4055	-0.9027	-0.7041	-0.2541
4	1.3333	0.2877	-1.2460	-0.9719	-0.5219
5	1.2500	0.2231	-1.4999	-1.1700	-0.7200
10	1.1111	0.1054	-2.2505	-1.7554	-1.3054
15	1.0714	0.0690	-2.6741	-2.0858	-1.6358
20	1.0526	0.0513	-2.9708	-2.3172	-1.8672
25	1.0416	0.0408	-3.2001	-2.4961	-2.0461
50	1.0204	0.0202	-3.9023	-3.0438	-2.5938
75	1.0135	0.0134	-4.3118	-3.3632	-2.9132
100	1.0101	0.0100	-4.6002	-3.5882	-3.1382

TABLA 3.2.- Valores de la constante K para la fórmula de Gumbel de intensidad máxima probable.

A continuación se anexan los datos pluviométricos de la estación Totolica, ubicada a un costado de la cortina de la presa Totolica entre las colonias Minas El Caracol y México 86 (la Chacona) en el Municipio de Naucalpan de Juárez, lo anterior por ser la más cercana al sitio de proyecto.

UBICACION DE ESTACION CLIMATOLOGICA TOTOLICA Y CUENCA DE LA BARRANCA PLAN DE AYALA



Los registros pluviométricos mostrados en la tabla 3.3 no están ordenados por lo que es necesario proceder a su ordenamiento de mayor a menor intensidad.
 Obsérvese que los dos últimos renglones de este cuadro, están destinados a obtener el valor promedio de la intensidad máxima anual (i , prom. \bar{i})

Tabla de intensidades máximas anuales para diferentes tiempos de duración obtenidas del pluviógrafo estación Totolica y ordenadas en forma decreciente										
No.	TIEMPO (MINUTOS)									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	108.00	95.00	101.00	77.50	53.50	55.00	47.00	39.00	29.50	18.50
2	101.00	90.00	77.50	70.00	51.00	52.50	44.50	36.00	29.50	17.00
3	52.00	88.00	77.50	65.00	50.50	46.00	44.00	32.50	25.00	17.00
4	60.00	75.00	75.00	65.00	50.00	45.00	30.50	27.50	22.00	17.00
5	51.50	66.00	74.00	61.00	49.50	45.00	30.00	25.00	22.00	15.50
6	71.50	66.00	66.00	55.50	45.00	38.00	29.50	24.50	21.50	15.00
7	71.50	66.00	60.00	52.00	44.00	38.00	29.00	23.00	21.50	14.50
8	69.00	64.50	59.00	50.50	39.00	37.50	27.50	23.00	17.00	14.50
9	55.00	64.00	54.00	45.50	39.00	34.00	27.50	22.50	16.50	14.00
10	51.50	55.00	49.00	45.00	37.50	34.00	27.50	22.00	16.00	14.00
11	72.00	51.00	47.50	43.00	37.50	33.00	26.50	20.50	16.00	12.50
12	78.00	51.00	47.00	42.00	35.50	33.00	26.00	20.50	16.00	12.00
13	45.00	50.50	43.50	41.00	35.00	28.50	26.00	20.00	15.50	10.00
14	94.50	50.50	42.50	40.50	33.00	23.00	25.00	17.00	12.50	8.00
15	78.00	49.50	40.00	40.00	32.00	22.50	25.00	15.00	11.50	8.00
16	55.00	45.00	39.50	36.00	30.00	19.00	21.50	14.50	10.00	6.00
17	93.00	40.50	35.00	36.00	30.00	16.00	17.00	12.00	10.00	6.00
SUMATORIA $\sum i$	1,098.50	972.50	887.00	788.00	638.50	545.00	457.00	355.50	282.50	201.00
PROMEDIO \bar{i}	68.66	60.78	55.44	49.25	39.91	34.06	28.56	22.22	17.66	12.56

TABLA 3.4.- intensidades máximas anuales para diferentes tiempos de duración

El siguiente paso es la obtención del valor de intensidad máxima para un periodo de retorno de 100 años; previo a ello es necesario el calculo de la desviación estándar determinada por la formula:

$$D = \sqrt{\frac{\sum(i - \bar{i})^2}{n - 1}}$$

Donde "n" = No. de años observados

Los valores de la desviación estándar se presentan en el cuadro 3.5.

Las intensidades probables para los diferentes tiempos de duración y un periodo de retorno de 100 años (T_R) se calcula con la formula:

$$I = \bar{i} - DK$$

$$K = 0.45 + 0.78LL\left(\frac{T_R}{T_{R^{-1}}}\right)$$

El valor de K para un periodo de retorno de 100 años se observa en la tabla 3.2 , teniendo:

$$K = -3.1382$$

Los valores de "T" están calculados en la tabla 3.4 y una vez obtenidos los correspondientes de la desviación estándar "D", queda por obtener los valores de "DK" y después los de "I" como se muestra a continuación.

Tabla de diferencias al cuadrado de las intensidades máximas anuales e intensidades promedio, para diferentes tiempos de duración										
No.	TIEMPO (MINUTOS)									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	1,046.12	853.74	486.75	430.56	123.07	339.94	254.00	189.92	140.27	19.69
2	277.43	740.86	486.75	248.06	112.23	142.50	238.32	105.70	53.93	19.69
3	74.93	202.17	382.69	248.06	101.88	119.63	3.75	27.89	18.87	19.69
4	294.34	27.24	344.57	138.06	92.04	119.63	2.07	7.74	18.87	8.63
5	8.09	27.24	111.57	39.06	25.95	15.50	0.88	5.20	14.77	5.94
6	8.09	27.24	20.82	7.56	16.76	15.50	0.19	0.61	14.77	3.75
7	0.12	13.83	12.69	1.56	0.82	11.82	1.13	0.61	0.43	3.75
8	186.49	10.36	2.07	14.06	0.82	0.00	1.13	0.08	1.34	2.07
9	294.34	33.42	41.44	18.06	5.79	0.00	1.13	0.05	2.74	2.07
10	11.18	95.67	63.00	39.06	5.79	1.13	4.25	2.95	2.74	0.00
11	87.31	95.67	71.19	52.56	19.42	1.13	6.57	2.95	2.74	0.32
12	559.62	105.70	142.50	68.06	24.07	30.94	6.57	4.92	4.65	6.57
13	667.90	105.70	167.38	76.56	47.70	122.38	12.69	27.24	26.59	20.82
14	87.31	127.27	238.32	85.56	62.51	133.69	12.69	52.11	37.90	20.82
15	186.49	249.05	254.00	175.56	98.13	226.88	49.88	59.58	58.62	43.07
16	592.62	411.33	417.69	175.56	98.13	326.25	133.69	104.42	58.62	43.07
17	592.62	411.33	417.69	175.56	98.13	326.25	133.69	104.42	58.62	43.07
$\sum(i - \bar{i})^2$	4,974.98	3,537.81	3,661.13	1,993.56	933.24	1,933.19	862.63	696.41	516.48	263.00
D	17.63	14.87	15.13	11.16	7.64	10.99	7.34	6.60	5.68	4.05
DK	-55.34	-46.66	-47.47	-35.03	-23.97	-34.50	-23.04	-20.70	-17.83	-12.72
I	123.99	107.45	102.91	84.28	63.87	68.56	51.61	42.92	35.49	25.29

TABLA 3.5.- diferencias al cuadrado de las intensidades máximas anuales e intensidades promedio

A partir de las intensidades probables obtenidas por el método de Gumbel, se calculan las intensidades específicas para un periodo de retorno de 100 años.

Para la determinación de la Intensidad de lluvia probable (I) se utilizan expresiones analíticas teniendo como las más destacadas las siguientes:

$$I = \frac{a}{t + b} \dots\dots\dots(1)$$

$$I = \frac{b}{t^b} \dots\dots\dots(2)$$

$$I = \frac{a}{(t + b)^n} \dots\dots\dots(3)$$

donde :
 a, b = parámetros constantes
 t = tiempo de duración de la lluvia
 n = número de observaciones

Cuando se cuenta con los datos pluviográficos para diferentes tiempos de duración de lluvia se emplea la expresión "(1)" en donde las fórmulas para el calculo de "a y b" quedan de la siguiente forma:

$$a = \frac{145525}{10 \sum \frac{t}{I} - 485 \sum \frac{1}{I}}$$

$$b = \frac{a \sum \frac{1}{I}}{10} - 48.5$$

A continuación se muestran las tablas que facilitan los cálculos para la obtención de los parámetros constantes "a y b", se muestran los tiempos de duración (t) y se dividen entre las intensidades (I)

	TIEMPO (MINUTOS)									
t	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
t/I	0.040	0.093	0.146	0.237	0.470	0.656	1.163	1.864	2.818	4.746

$$\sum \frac{t}{I} = 12.23$$

Ahora se saca el recíproco de la intensidad para cada tiempo de duración

	TIEMPO (MINUTOS)									
t	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
$\frac{1}{I}$	0.0081	0.0093	0.0097	0.0119	0.0157	0.0146	0.0194	0.0233	0.0282	0.0395

$$\sum \frac{1}{I} = 0.1796$$

$$a = \frac{145525}{(10)(12.23) - (485)(0.1796)} = 4131.72 \quad b = \frac{(4131.72)(0.1796)}{10} - 48.5 = 25.71$$

Entonces la ecuación de Intensidad probable para un tiempo de retorno de 100 años queda:

$$I = \frac{a}{t+b} \quad I = \frac{4131.72}{t+25.71}$$

Ahora se aplican los parámetros constantes "a y b" en la ecuación de Intensidades para un periodo de retorno de 100 años

	TIEMPO (MINUTOS)									
t	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
t/I	134.558	115.716	101.502	90.398	74.170	58.435	48.208	39.087	32.868	28.357

Los datos obtenidos se gráfica para obtener la gráfica de intensidades de lluvia

GRAFICA DE INTENSIDAD-DURACION-PERIDO DE RETORNO ESTACION TOTOTICA

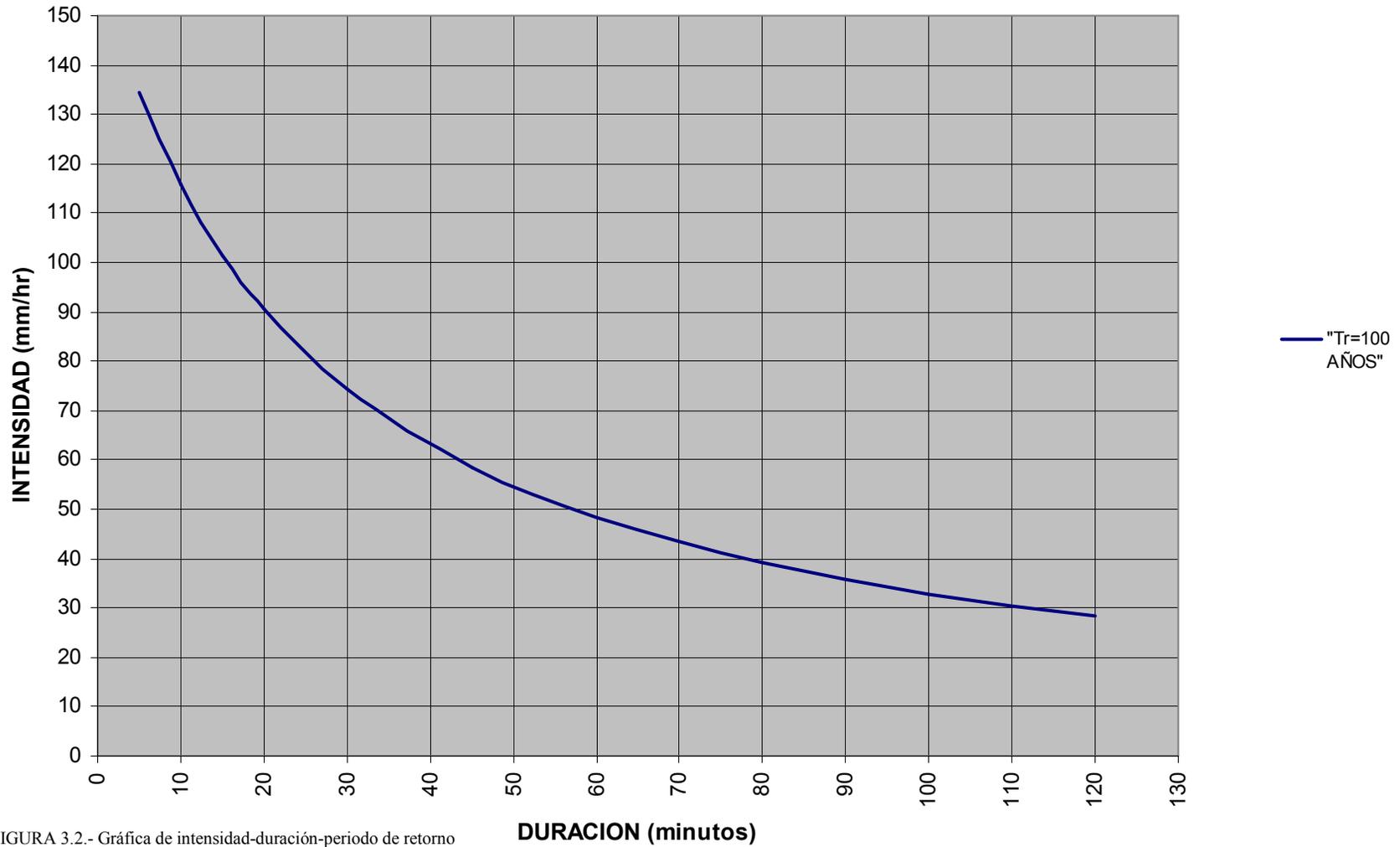


FIGURA 3.2.- Gráfica de intensidad-duración-periodo de retorno

3.1.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (TC)

Para obras pluviales de tipo urbano el tiempo de concentración es la suma de dos tiempos:

Tiempo de ingreso + Tiempo de recorrido

$$T_c = T_i + T_r$$

Tiempo de ingreso (T_i)

Lo mas conveniente es que el agua de lluvia sea eliminadas tan pronto como se precipiten, lo que no es posible, ya que estas escurren superficialmente (tiempo de ingreso) para reunirse en determinados puntos para después encauzarlas a las tuberías o canales por medio de coladeras o rejillas.

Las primeras gotas de una precipitación no escurren ya que son retenidas al llenar pequeñas oquedades (depressiones en el terreno) para que el flujo se inicie y el agua corra hasta el sitio donde se incorporará al sistema de drenaje, este tiempo de recorrido del agua es que se denomina "tiempo de ingreso (T_i)"

El método para determinar este parámetro es el de V.T. Chow, el cual se da con la siguiente expresión:

$$T_i = 0.303 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{.64}$$

Donde:

T_i = Tiempo de concentración exterior, en minutos

L = longitud del recorrido superficial del fluido, en metros

S = Pendiente del área de la cuenca, expresada en porcentaje

El tiempo de concentración exterior se determinará desde el inicio de la cuenca hasta el sitio donde iniciará el encauzamiento mediante canal revestido (limite entre los Municipios de Naucalpan y Huixquilucan)

L = 860 m

S = 14.5%

$$T_i = 0.303 \left(\frac{860}{\sqrt{14.5}} \right)^{.64} = 9.725 \text{ min.}$$

Tiempo de recorrido (T_r)

El caudal superficial llega hasta las estructuras receptoras donde son vertidas al sistema de drenaje o desalajo, ya sea tuberías o canales, este gasto tarda un tiempo en tránsito (tiempo de recorrido) para llegar hasta donde recibirá una nueva incorporación o al sitio de vertido final, dicho lapso es denominado "tiempo de recorrido (T_r)", este se calcula con la siguiente formula:

$$T_r = 16.667 \times 10^{-3} \left(\frac{L}{V} \right)$$

Donde:

T_r = Tiempo de concentración interior, en minutos en forma decimal

L = longitud del tramo en estudio, en metros

V = velocidad real, en m/s

Entonces el tiempo de concentración total que se tiene desde la incorporación el canal hasta la descarga de la barranca al Arroyo el Sordo será aquel que se obtenga al final del cálculo hidráulico del canal.

3.1.5 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MEDIO (C)

Para poder calcular el gasto o cantidades de agua de lluvia a transportar en una obra o estructura de tipo pluvial es necesario conocer el valor del coeficiente de escurrimiento medio o coeficiente de escorrentía. Este coeficiente es debido a que no todo el volumen de agua que se precipita es el mismo que escurre, ya que se toman en cuenta varios parámetros tales como:

La permeabilidad, infiltración, evaporación y rugosidad del terreno.

El coeficiente de escurrimiento esta representado por la expresión:

$$C = \frac{\text{Vol. de agua que escurre}}{\text{Vol. de agua llovido}}$$

El coeficiente de escurrimiento tiene, para una localidad, distintos valores en función del tipo de edificaciones, clase de pavimento, techos, áreas de jardines, etc.

Para esto existen tablas donde se han determinado, con base en observaciones, los coeficientes de escurrimiento generalmente utilizados para distintos tipos de áreas, superficies y zonas.

Para el cálculo de los gastos de proyecto se deben utilizar valores promedios de "C", cuya determinación debe hacerse en función de las distintas superficies que se tengan con diferentes coeficientes de escurrimiento.

Lo anterior puede expresarse en la forma siguiente:

$$C = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + \dots + A_n C_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Para determinar el coeficiente de escurrimiento medio de la cuenca de estudio se han hecho las siguientes consideraciones:

- El 60% se encuentra urbanizado (dos zonas)
- A futuro se tendrá toda la cuenca urbanizada.

Por lo expuesto anteriormente se tomará como modelo para la obtención del coeficiente de escurrimiento la zona dos, ya que es la que esta urbanizada, esto tomando como base que la región esta en proceso de urbanización y que a futuro la cuenca quedará completamente poblada.

Tipo de superficie	Área (Ha)	C	C x A
Pavimento y banquetas de concreto	7.23	0.85	6.15
Construcciones cubiertas:			
a) 90% construcción	31.00	0.80	24.80
b) 10% jardines privados	3.45	0.10	0.35
Suelo arcilloso (pendiente 0.07 o mas)	6.70	0.35	2.35
Total	48.38	-----	33.64

TABLA 3.6.- Obtención de coeficiente de escurrimiento medio

$$C = \frac{\sum(CxA)}{\sum(A)} = \frac{33.64}{48.38}$$

$$C = 0.695$$

3.2 GASTO DE AGUAS PLUVIALES

Para determinar el gasto de aguas pluviales que se generan en un área determinada existen distintos métodos, los cuales tienen fundamentos teóricos muy parecidos entre sí, en general estos métodos se clasifican en dos grupos: los Métodos Racionales y los Métodos Empíricos.

Para la realización de la presente trabajo se empleará uno de los métodos más comúnmente utilizados, es el método Racional Americano, el cual tiene la siguiente expresión:

$$Q = 2.778CIA$$

Donde:

Q = Gasto pluvial, en l.p.s.
C = Coeficiente de escurrimiento medio
I = Intensidad de lluvia, en mm/hr
A = Área por drenar, en Ha.

Entonces el gasto pluvial generado en la barranca "Plan de Ayala" es el siguiente:

C = 0.695
I = 102 mm/hr
A = 65.51 Ha.
Q = 2.2778 (0.695) (102) (65.51)
Q = 12,911.24 l.p.s.

3.3 DISEÑO HIDRÁULICO

Para poder dar solución al problema de contaminación y rápido desalojo de aguas de lluvia en la barranca "Plan de Ayala" se ha proyectado la construcción de un canal de sección rectangular con andadores laterales y colectores marginales paralelos al mismo.

La forma de la sección propuesta del canal es debida principalmente que al tener un canal con muros verticales, y tomando en cuenta las condiciones topográficas del lugar, se reduce considerablemente las excavaciones, esto comparado con las que se tendrían con una sección trapecial debido al ancho de la sección generado por la pendiente de los taludes.

En el tramo inicial del encauzamiento se ha propuesto una sección de concreto armado con muros verticales, y en la zona baja de la cuenca, donde las condiciones topográficas lo permite se propone la misma sección con muros verticales pero de mampostería, esto con el objeto de reutilizar un tramo existente de mampostería en esta zona.

En lo que respecta al ramal San Antonio para efecto de esta tesina serán considerados los gastos hidráulicos, tanto pluvial como sanitario para el cálculo de sección y diámetro respectivamente.

El método utilizado en el análisis hidráulico del canal es por iteraciones y utilizando las fórmulas de Manning, Continuidad y el método Racional Americano, las cuales se citan a continuación:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V = velocidad del fluido, en m/s

n = factor de rugosidad, n = 0.025 y 0.033

R = radio hidráulico

S = pendiente del canal

$$R = \frac{A}{Pm}$$

A = área hidráulica

Pm = perímetro mojado

Continuidad.

$$Q = (V)(A)$$

Donde:

Q = gasto, en m³/s

V = velocidad del fluido, en m/s

A = área hidráulica

Racional Americano:

$$Q = 2.778CIA$$

Donde:

Q = Gasto pluvial, en l.p.s.

C = Coeficiente de escurrimiento medio

I = Intensidad de lluvia, en mm/hr

A = Área por drenar, en Ha.

En la siguiente tabla se muestra al análisis hidráulico del canal rectangular propuesto, el diseño del canal se encuentran en los planos de Encauzamiento y Colectores Marginales del plano 1 al 5.

DISEÑO DE CANAL RECTANGULAR PARA EL ENCAUZAMIENTO DE LA BARRANCA PLAN DE AYALA MUNICIPIO DE NAUCALPAN, EDO. DE MEX. (PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS)

tc = Tiempo de concentración
 tci = Tiempo de concentración interior
 tce = Tiempo de concentración exterior
 Q = Gasto Pluvial
 I = Intensidad de lluvia
 B = Base de canal
 d = Tirante
 n = Rugosidad

A = área hidráulica
 Pm = perímetro mojado
 Rh = radio hidráulico
 Coeficiente de escurrimiento = 0.695

Aportación tributaria inicial = 17.13 Ha
 Aportación por incorporación del ramal San Antonio = 11.58 Ha

Tramo De	A	long (m)	Área (Ha)			tr (min.)	ti (min.)	tc (min.)	I (mm/hr)	Gasto l.p.s	S	B (m)	d (m)	n	A (m ²)	Pm (m)	Rh	Vel. (m/s)
			Prop.	Tribut.	Acum.													
1	2	42.50	1.185	17.13	18.315	0.1382	9.73	9.80	116	4114.38	0.135	1.50	0.5351	0.033	0.80	2.57	0.31	5.13
2	3	136.00	3.790		22.105	0.4627	9.82	10.42	114	4880.57	0.105	1.50	0.6642	0.033	1.00	2.83	0.35	4.90
3	4	99.00	2.759		24.864	0.7676	10.13	11.10	112	5388.32	0.011	2.00	1.2533	0.033	2.51	4.51	0.56	2.15
4	5	85.00	2.369		27.233	0.3898	10.66	11.17	112	5890.50	0.042	2.00	0.8104	0.033	1.62	3.62	0.45	3.63
5	6	43.50	1.212		28.445	0.1217	10.93	11.09	112	6166.04	0.162	2.00	0.5177	0.033	1.04	3.04	0.34	5.96
6	7	175.99	4.905		33.350	0.7990	11.01	12.03	109	7049.23	0.038	2.00	0.9601	0.033	1.92	3.92	0.49	3.67
7	8	108.31	3.019		36.369	0.4558	11.56	12.14	109	7665.02	0.044	2.00	0.9677	0.033	1.94	3.94	0.49	3.96
8	9	40.70	1.134		37.503	0.1423	11.87	12.06	109	7920.76	0.071	2.00	0.8306	0.033	1.66	3.66	0.45	4.77
9	10	62.59	1.744		39.247	0.2657	11.97	12.31	109	8234.60	0.041	2.00	1.0486	0.033	2.10	4.10	0.51	3.93
10	11	127.23	3.546	11.58	54.373	0.7983	12.22	13.25	106	11133.00	0.022	3.00	1.3971	0.045	4.19	5.79	0.72	2.66
11	12	30.00	0.836		55.209	0.1262	12.77	12.94	107	11394.84	0.065	3.00	0.9585	0.045	2.88	4.92	0.58	3.96
12	13	75.00	2.090		57.299	0.4000	12.86	13.38	106	11693.09	0.033	3.00	1.2473	0.045	3.74	5.49	0.68	3.12
13	14	198.07	5.530		62.829	1.5264	13.14	15.04	101	12299.30	0.012	3.00	1.8956	0.045	5.69	6.79	0.84	2.16
14	15	41.99	1.170		63.999	0.2694	14.19	14.53	103	12687.12	0.019	3.00	1.6282	0.045	4.88	6.26	0.78	2.60
15	16	57.37	1.519		65.518	0.3088	14.38	14.77	102	12911.24	0.030	3.00	1.3899	0.045	4.17	5.78	0.72	3.10

TABLA 3.7.- Diseño de canal rectangular para el encauzamiento de la Barranca Plan de Ayala

En la tabla anterior se observa que la base de la sección que se propone inicialmente es de 1.50m de ancho, haciendo suponer que está sobrada en relación con el tirante que se presenta, esto inicialmente puede ser cierto, pero solo en parte, ya que el análisis hidráulico supone condiciones ideales, las cuales muy difícilmente se presentarán, ya que no se contempla el arrastre de azolve y sólidos grandes (como ramas, rocas, troncos, etc.) que pudieran obstruir el recorrido de los escurrimientos pluviales, viéndose reflejado en el desbordamiento del canal.

Se ha citado con anterioridad que las barrancas sirven como tiradero y este es un hábito que muy difícilmente se erradicará de la gente que habita en la zona, con lo cual la sección propuesta se tiene cierto margen de seguridad.

Desde el punto de vista operativo este ancho facilita el acceso y maniobrabilidad en trabajos de limpieza y mantenimientos futuros; otra razón es que con un ancho menor se tienen velocidades mayores debido a las pendientes naturales que presenta el terreno.

3.4 ESTRUCTURAS ESPECIALES

Dentro de las estructuras especiales se puede considerar el tramo del canal que se ha propuesto de concreto armado, ya que se requiere de un acabado interior especial, esto debido a que si el acabado es de tipo común (paredes y fondo liso) el coeficiente de rugosidad de este tipo de superficies es de 0.017, lo cual debido a las fuertes pendientes que al inicio de la barranca se tiene, nos arrojaría velocidades mayores a las proyectadas, del orden de 11.00 m/s, sin embargo si se da un acabado interior en forma acanalada se logra subir dicho coeficiente de rugosidad a $n=0.033$.

Al dar este coeficiente de rugosidad ($n = 0.033$) las velocidades bajan considerablemente, este tipo de superficies lo daremos utilizando como cimbra en el interior del canal lamina galvanizada acanalada.

Otra estructura de gran importancia es el tanque de amortiguamiento proyectado para contener el salto hidráulico que se tiene sobre el canal y se presenta con la caída en el km 0+0740 , dicha caída es necesaria para absorber el grande desnivel que presenta el encauzamiento en este tramo (ver plano de detalles 3D en el anexo de planos).

Al inicio del encauzamiento, la incorporación del ramal San Antonio al canal y al final del mismo en su incorporación con el arroyo el sordo no se requiere de estructuras especiales muy complicadas, estas serán únicamente muros que encaucen o guíen el fluido en la forma adecuada para su incorporación y descarga respectiva.

Conclusiones

El objetivo principal es éste trabajo es la creación de una propuesta técnica, cuya interpretación en forma adecuada permitan planear y proyectar un sistema de captación sanitaria y pluvial de acuerdo a las necesidades reales de la zona.

El tema "Encauzamiento pluvial y entubamiento sanitario de la barranca Plan de Ayala" engloba una idea basada en la necesidad de resolver un problema de salud, ecológico y principalmente uno de tipo social, que se presenta comúnmente en el Municipio de Naucalpan esto debido a la topografía existente en el mismo.

La topografía del lugar es considerablemente accidentada y en conjunto con los asentamientos humanos de la zona circundante a la Barranca Plan de Ayala que invaden prácticamente en algunas zonas la restricción de paso natural de los escurrimientos pluviales; son las principales condiciones a resolver en el desarrollo de la presente tesina.

La longitud de su cauce y su alta densidad de población convierten la Barranca Plan de Ayala en la principal portadora de efluentes sanitarios que se incorpora a la presa el Sordo; motivo por el cual se tomó la decisión de una alternativa de solución para eliminar los escurrimientos superficiales de aguas negras y a mejorar los escurrimientos naturales.

La utilización de tubería de polietileno de alta densidad (PAD) mejora considerablemente el proceso constructivo en la barranca y optimiza el tiempo de instalación, lo que se ve reflejado en un mayor tendido de metros de línea sanitaria por día.

La construcción de un canal artificial con secciones de concreto armado y mampostería facilitan la conducción y desalojo de los escurrimientos pluviales.

Al desarrollar el proyecto se visualizaron los posibles problemas que se tendrán al construirlo en campo y se ha ampliado el panorama dentro del rubro de las obras hidráulicas referentes al saneamiento y encauzamiento de una barranca.

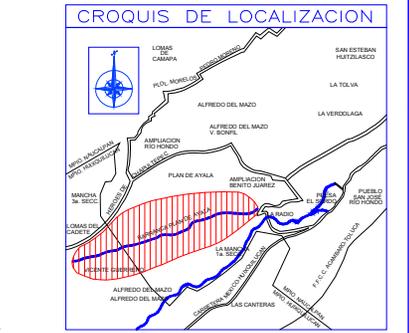
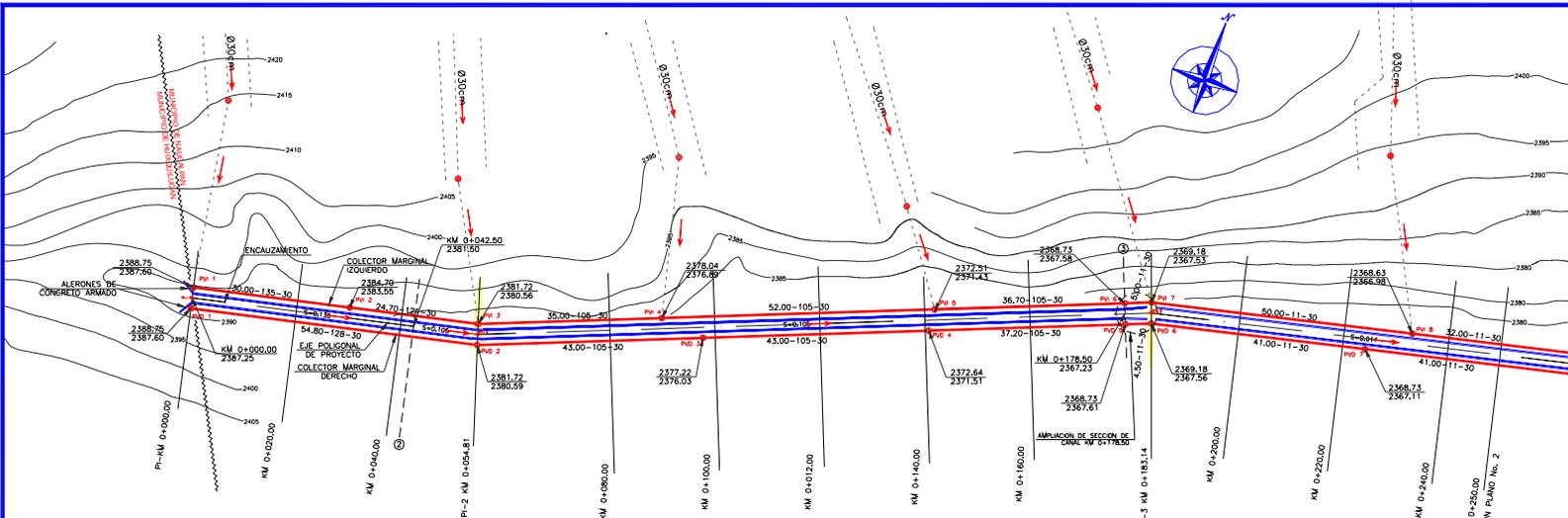
Este tipo de proyectos serían muy útiles sobre todo porque son muy comunes las barrancas con urbanización aledaña en el Municipio de Naucalpan

La ingeniería civil prepara al profesionista para enfrentar diferentes problemas y darle solución a los mismos, ya que las normas de alcantarillado creadas para los procesos de construcción de sistemas de alcantarillado pluvial y sanitario emitidos por la Comisión Nacional del Agua (CNA) no fueron desarrollados pensando en lugares con topografías accidentadas como es el caso de la Barranca Plan de Ayala. Sin embargo contempla apartados como el de pendientes máximas para casos extraordinarios, los cuales fueron empleados en esta tesina para su desarrollo.

Bibliografía.

- HIDRÁULICA, Samuel Trueba Coronel, Ed. C.E.C.S.A., vigesimasegunda impresión julio de 1984, México D.F.
- PROYECTOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO, Araceli Sánchez Segura, Ed. Instituto Politécnico Nacional, enero 1995, México D.F.
- EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO, Ed. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, simposio 10 de marzo de 1978, 12° edición, México D.F.
- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES "AVENIDA DE DISEÑO" No. A.1.10, Ed. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas
- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES "TORMENTA DE DISEÑO" No. A.1.7, Ed. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas
- www.inegi.com.mx
- NORMAS DE PROYECTO PARA ALCANTARILLADO, Ed. Comisión Nacional del Agua (CNA)
- NORMAS DE OFICIALES MEXICANAS, Ed. Comisión Nacional del Agua (CNA)
- FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE, Aparicio Mijares Francisco F., Ed. LIMUSA, 1989, México DF

ANEXO DE PLANOS



DATOS DE PROYECTO (ENCAUZAMIENTO)

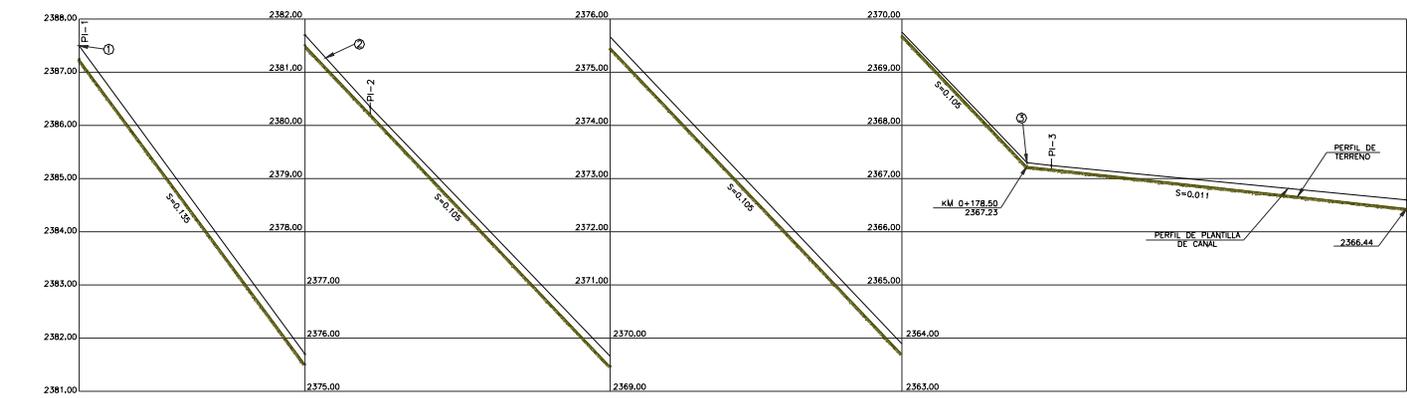
GASTO PLUVIAL	12,911.24 l.p.s.
AREA DE LA CUENCA	69.51 Ha.
TIEMPO DE RETORNO	100 años
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MEDIO	C = 0.695
TIEMPO DE CONCENTRACION	14.77 min.
INTENSIDAD DE LLUVIA	102 mm/hr
VELOCIDAD MÁXIMA	5.96 m/s
FÓRMULAS: MANNING: $V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$	
RACIONAL AMERICANO: $Q = 2.778 C A$	
ESTACION PLUVIOMETRICA	TOTOLCA
SISTEMA DE ELIMINACION	AL ARROYO EL SORDO
VERTIGO FINAL	

DATOS DE PROYECTO (COLECTORES MARGINALES)

AREA DE LA CUENCA	23.26	42.25	Ha
POBLACION DE PROYECTO	11165	20,280	hab
DENSIDAD DE POBLACION	480	480	hab/ha
DOTACION DE AGUA POTABLE	220	220	l/hab/dia
APORTACION DE AGUAS RESIDUALES (80% DOTACION)	176	176	l/hab/dia
GASTO MEDIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	22.74	41.51	l.p.s.
GASTO MINIMO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	11.37	20.66	l.p.s.
GASTO MAXIMO INSTANTANEO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	66.1	109.52	l.p.s.
GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	99.15	163.99	l.p.s.
COEFICIENTES DE HARMON	2.907	2.848	
COEFICIENTE DE PREVISION	1.5	1.5	
FÓRMULAS: HARMON: $M = 1 + \frac{14}{4 + P^2}$			
MANNING: $V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$			
VELOCIDAD MINIMA	0.60	0.60	m/s
VELOCIDAD MAXIMA	5.00	5.00	m/s
SISTEMA DE ELIMINACION	GRAVEDAD	GRAVEDAD	
VERTIGO FINAL	COL. MARGINAL. IZD.	ARROYO EL SORDO	

POLIGONO DE PROYECTO

PI	ESTACION	PUNTO VISADO	LONG. (MTS)	AZMUT	RUMBO	DEFLEXION	X	Y	Z
1	0+000.00	0+054.81	54.81	76°03'52"	N76°03'55"E		10,054.80	9,983.80	2,387.50
2	0+054.81	0+183.14	128.33	67°18'41"	N67°18'41"E	8°45'14" I	10,108.00	9,997.00	2,380.55
3	0+183.14	0+265.09	81.95	76°14'06"	N76°14'06"E	8°55'25" D	10,226.40	10,046.50	2,367.25
4	0+265.09						10,306.00	10,066.00	2,366.50



ELEVACION DE PLANTILLA		2381.01	2380.27	2367.23	2367.18	2366.44
ELEVACION DE TERRENO		2381.70	2380.35	2367.35	2367.25	2366.80
CADENAMIENTO		0+040.00	0+054.81	0+178.50	0+183.14	0+250.00

INDICE DE PLANOS

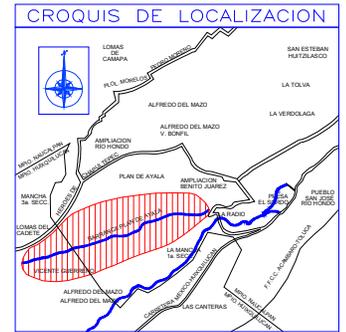
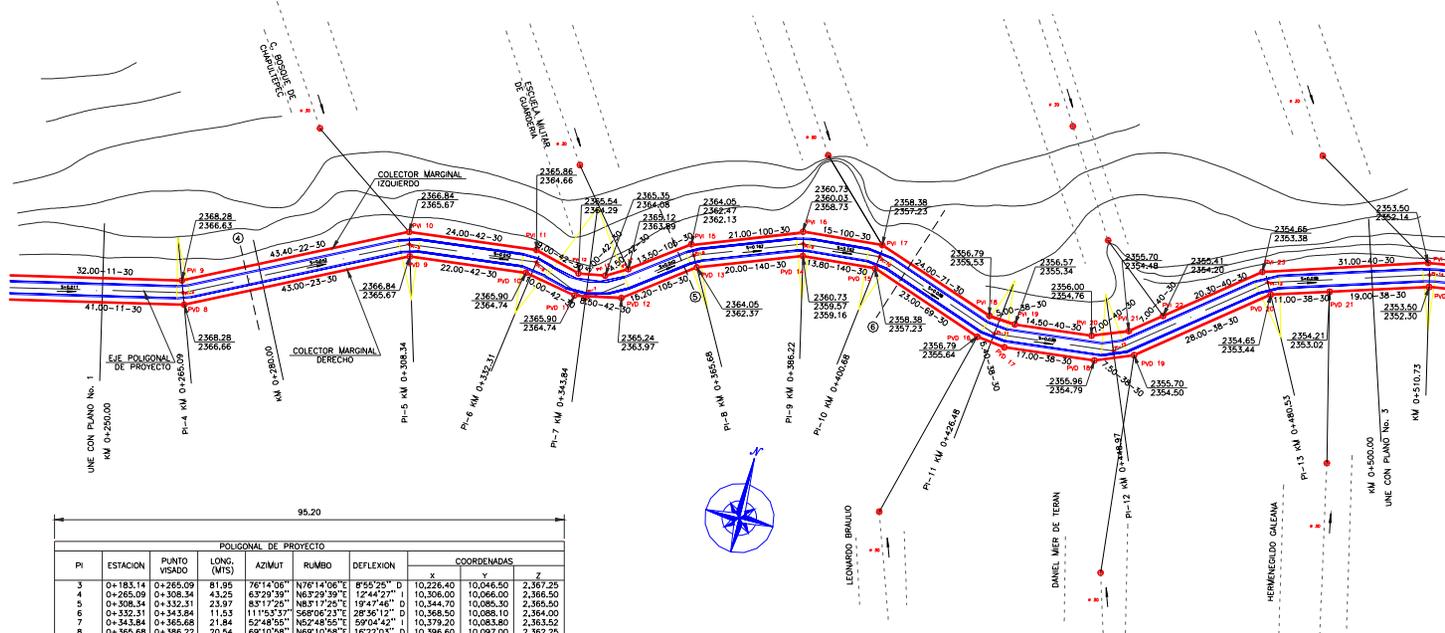
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

ENCAUZAMIENTO Y COLECTOR MARGINALES
KM. 0+000.00 - KM. 0+250.00
COLONIA PLAN DE AYALA

ASESOR DE TESIS: ALUMNO

ING. HEMENEGILDO ARCOS SERRANO ALFONSO GUITERREZ BADILLO

DIBUJOS: ALFONSO GUITERREZ BADILLO PROYECTO: ALFONSO GUITERREZ BADILLO PLANO No. 1 - 5 FECHA: MAYO DEL 2006 SIN ESCALA ACOT. METROS



DATOS DE PROYECTO (ENCAUZAMIENTO)

GASTO PLUVIAL	12,811.24 lps.s
AREA DE LA CUENCA	65.51 Ha.
TIEMPO DE RETORNO	100 años
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MEDIO	C = 0.695
TIEMPO DE CONCENTRACION	14.77 min
INTENSIDAD DE LLUVIA	102 mm/hr
VELOCIDAD MAXIMA	5.96 m/s

FORMULAS:
MANNING: $V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$
RACIONAL AMERICANO: $Q = 2.78 C I A$

ESTACION PLUVIOMETRICA: TOTALICA
SISTEMA DE ELIMINACION: AL ARROYO EL SORDO
VERTIDO FINAL: AL ARROYO EL SORDO

DATOS DE PROYECTO (COLECTORES MARGINALES)

AREA DE LA CUENCA	23.26	42.25
POBLACION DE PROYECTO	11165	20,280
DENSIDAD DE POBLACION	480	480
DOTACION DE AGUA POTABLE	220	220
APORTACION DE AGUAS RESIDUALES (80% DOTACION)	176	176
GASTO MEDIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	22.74	41.31
GASTO MINIMO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	11.37	20.66
GASTO MAXIMO INSTANTANEO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	66.1	109.32
GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	99.15	163.99
COEFICIENTES DE HARMON	2.907	2.644
COEFICIENTE DE PREVISION	1.5	1.5

FORMULAS:
HARMON: $M = 1 + \frac{14}{n + 1}$

VELOCIDAD MINIMA: 0.60 m/s
VELOCIDAD MAXIMA: 6.00 m/s
SISTEMA DE ELIMINACION: GRAVEDAD
VERTIDO FINAL: COL. MARGINAL IZQ. ARROYO EL SORDO

- Simbología**
- ⑥ --- CAMBIO DE PENDIENTE
 - EJE POLIGONAL DE PROYECTO
 - COLECTOR
 - POZO DE VISITA
 - CANAL
 - PUNTO DE INFLEXION DE POLIGONAL DE APOYO
 - PENDIENTE DE CANAL
 - 20.30-40-30 DIST- PEND - DIAM
 - 2363.50 ELEVACION DE TERRENO
 - 2352.14 ELEVACION DE PLANTILLA

1	2	3	4	5
---	---	---	---	---

INDICE DE PLANOS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

PROYECTO:
ENCAUZAMIENTO Y COLECTORES MARGINALES
KM. 0+250.00 - KM. 0+500.00
COLONIA PLAN DE AYALIA

ASESOR DE TESIS: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO
ALUMNO: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

ING. HERNANDEZ AROLES SERRANO ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

CHIEF DE PROYECTOS: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO
ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

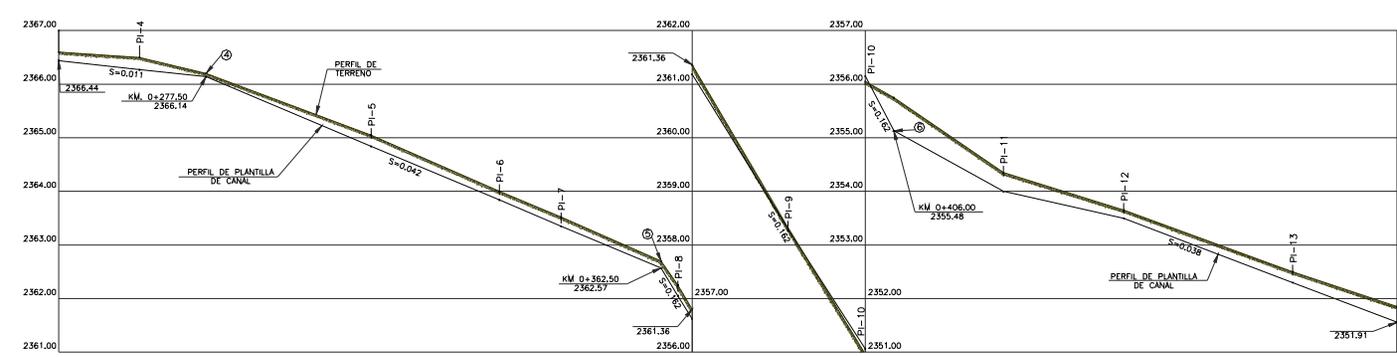
PLANO No. 2 - D

FECHA: MAYO DEL 2008

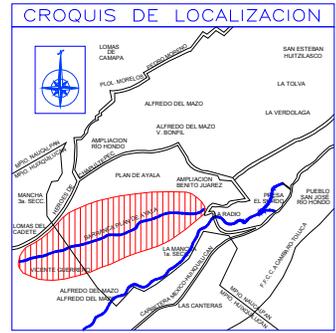
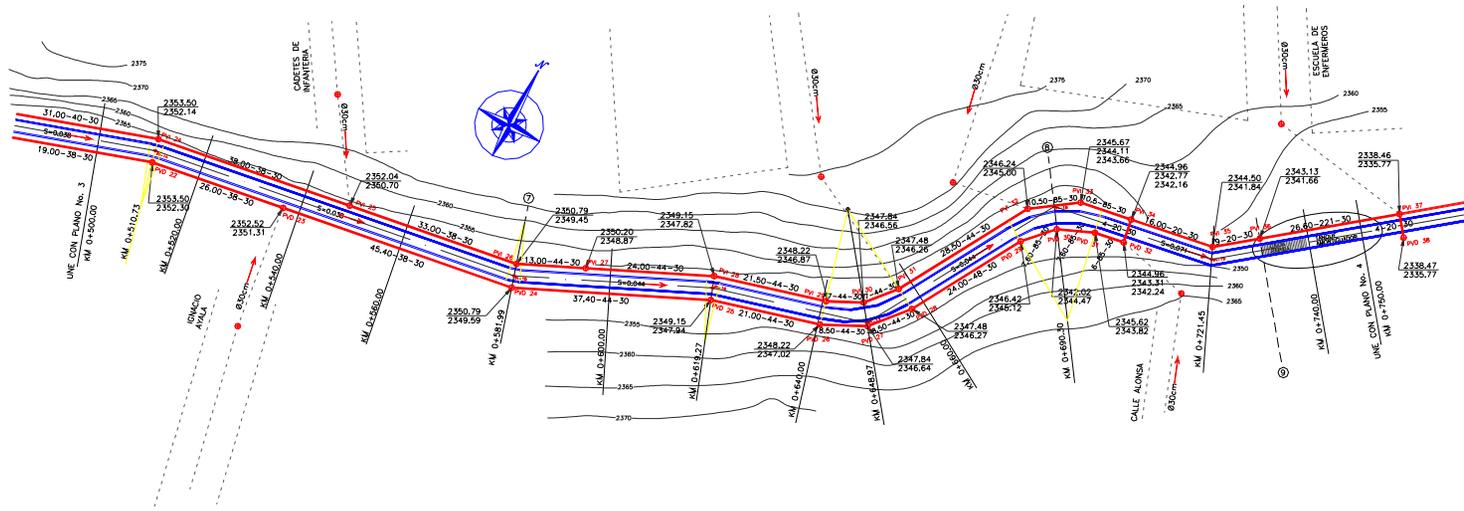
SIN ESCALA: A DOT. METROS

POLIGONAL DE PROYECTO

PI	ESTACION	PUNTO VISADO	LONG. (MTS)	AZIMUT	RUMBO	DEFLEXION	COORDENADAS	
							X	Y
3	0+183.14	0+265.09	81.95	76°14'06"	N76°14'06"E	8°50'28" D	10,228.40	2,367.25
4	0+265.09	0+308.34	43.25	63°29'39"	N63°29'39"E	12°44'27" I	10,306.00	2,366.50
5	0+308.34	0+352.31	43.97	83°17'29"	N83°17'29"E	19°47'46" E	10,344.70	2,365.50
6	0+352.31	0+343.84	11.53	111°53'37"	S68°06'23"E	28°36'12" D	10,368.50	2,364.00
7	0+343.84	0+365.68	21.84	52°48'55"	N52°48'55"E	59°04'42" I	10,379.20	2,363.52
8	0+365.68	0+386.22	20.54	68°10'26"	N68°10'26"E	16°22'13" D	10,398.60	2,362.74
9	0+386.22	0+400.68	14.46	84°50'29"	N84°50'29"E	15°39'31" D	10,415.80	2,358.71
10	0+400.68	0+426.48	25.80	108°17'40"	S11°42'20"E	23°27'11" D	10,430.20	2,356.40
11	0+426.48	0+448.97	22.49	82°30'26"	N82°30'26"E	22°42'14" I	10,454.70	2,354.85
12	0+448.97	0+480.53	31.56	50°54'54"	N50°54'54"E	31°40'32" I	10,477.00	2,354.00
13	0+480.53	0+491.73	11.20	71°51'54"	N71°51'54"E	20°27'00" D	10,501.50	2,352.85
14	0+491.73	0+510.73	19.00				10,530.20	2,351.75



ELEVACION DE PLANTILLA	2366.44	2366.27	2366.14	2366.04	2365.94	2365.84	2365.74	2365.64	2365.54	2365.44	2365.34	2365.24	2365.14	2351.91
ELEVACION DE TERRENO	2366.50	2366.50	2366.30	2366.14	2366.04	2365.94	2365.84	2365.74	2365.64	2365.54	2365.44	2365.34	2365.24	2351.91
CADENAMIENTO	0+250.00	0+265.09	0+277.50	0+286.30	0+292.84	0+308.34	0+323.31	0+343.84	0+365.68	0+386.22	0+400.68	0+426.48	0+448.97	0+500.00



DATOS DE PROYECTO (ENCAUZAMIENTO)

GASTO PLUVIAL	12,911.24	l.p.s.
AREA DE LA CUENCA	65.51	Ha.
TIEMPO DE RETORNO	100	años
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MEDIO	C = 0.695	
TIEMPO DE CONCENTRACION	14.77	min
INTENSIDAD DE LLUVIA	102	mm/hr
VELOCIDAD MÁXIMA	5.96	m/s

FORMULAS:
MANNING: $V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$
RACIONAL AMERICANO: $Q = 2.778 C I A$

ESTACION FLUVIOMETRICA: TOTOLICA
SISTEMA DE ELIMINACION: GRAVEDAD
VERTIDO FINAL: AL ARROYO EL SORDO

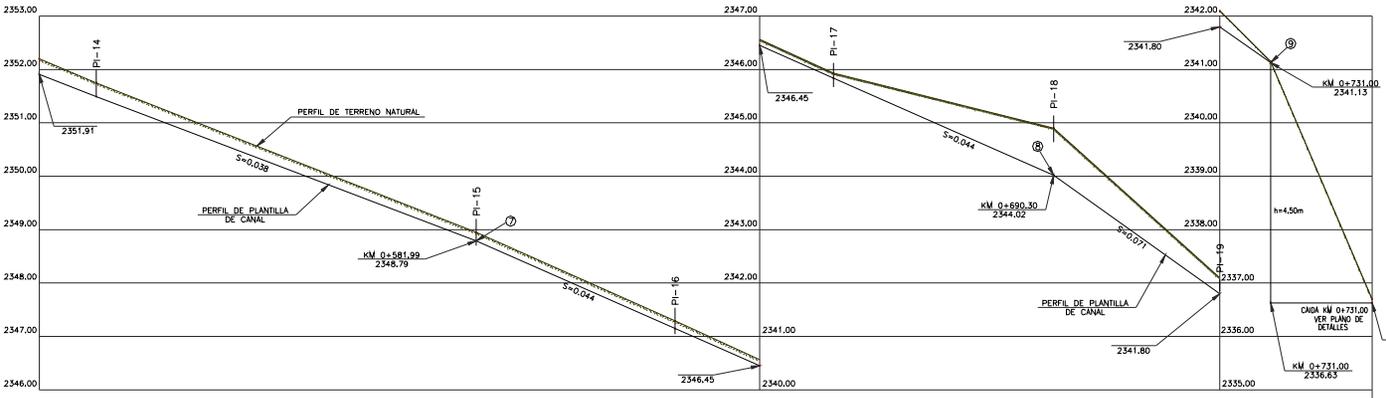
DATOS DE PROYECTO (COLECTORES MARGINALES)

AREA DE LA CUENCA	23.26	42.25
POBLACION DE PROYECTO	11165	20,280
DENSIDAD DE POBLACION	480	480
DOTACION DE AGUA POTABLE	220	220
APORTACION DE AGUAS RESIDUALES (80% DOTACION)	176	176
GASTO MEDIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	22.74	41.31
GASTO MINIMO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	11.37	20.66
GASTO MAXIMO INSTANTANEO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	66.1	109.32
GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	98.15	163.89
COEFICIENTES DE HARMON	2.907	2.946
COEFICIENTE DE PREVISION	1.5	1.5

FORMULAS:
HARMON: $M = 1 + \frac{14}{d + 0.9}$
MANNING: $V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

POLIGONAL DE PROYECTO

PI	ESTACION	PUNTO VSADO	LONG. (MTS)	AZIMUT	RUMBO	DEFLEXION	X	Z	COORDENADAS
13	0+480.53	0+510.73	30.20	71°51'54"	N71°51'54"E	20°57'00"	10,501.50	10,120.30	2,352.85
14	0+510.73	0+581.99	71.26	81°07'10"	N81°07'10"E	09°15'16"	10,630.20	10,129.70	2,351.75
15	0+581.99	0+619.27	37.28	65°46'20"	N65°46'20"E	15°20'20"	10,600.80	10,140.70	2,348.95
16	0+619.27	0+648.97	29.70	74°22'21"	N74°22'21"E	08°36'01"	10,634.60	10,153.00	2,347.39
17	0+648.97	0+690.30	41.33	29°25'05"	N29°25'05"E	44°57'16"	10,663.20	10,164.00	2,345.29
18	0+690.30	0+721.45	31.15	80°12'18"	N80°12'18"E	50°47'13"	10,683.50	10,200.00	2,344.90
19	0+721.45	0+770.62	49.17	52°06'16"	N52°06'16"E	28°06'02"	10,714.20	10,205.30	2,342.10
20	0+770.62						10,753.00	10,235.50	2,335.90



VELOCIDAD MINIMA
VELOCIDAD MÁXIMA: 0.60, 0.60 m/s
VELOCIDAD MÁXIMA: 5.00, 5.00 m/s

SISTEMA DE ELIMINACION
GRAVEDAD: GRAVEDAD
VERTIDO FINAL: COL. MARGINAL IZO. ARROYO EL SORDO

SIMBOLOGIA

- ⑥ - - CAMBIO DE PENDIENTE
- - - EJE POLIGONAL DE PROYECTO
- COLECTOR
- POZO DE VISITA
- CANAL
- PLANTO DE INFLEXION DE POLIGONAL DE APOYO
- PENDIENTE DE CANAL
- DIST - PEND - DIAM
- ELEVACION DE TERRENO
- ELEVACION DE PLANTILLA

INDICE DE PLANOS

①	②	③	④	⑤
---	---	---	---	---

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

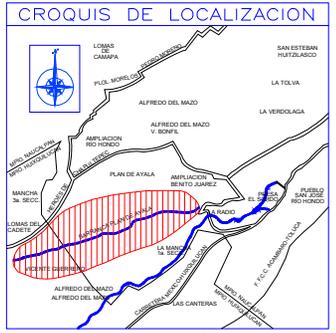
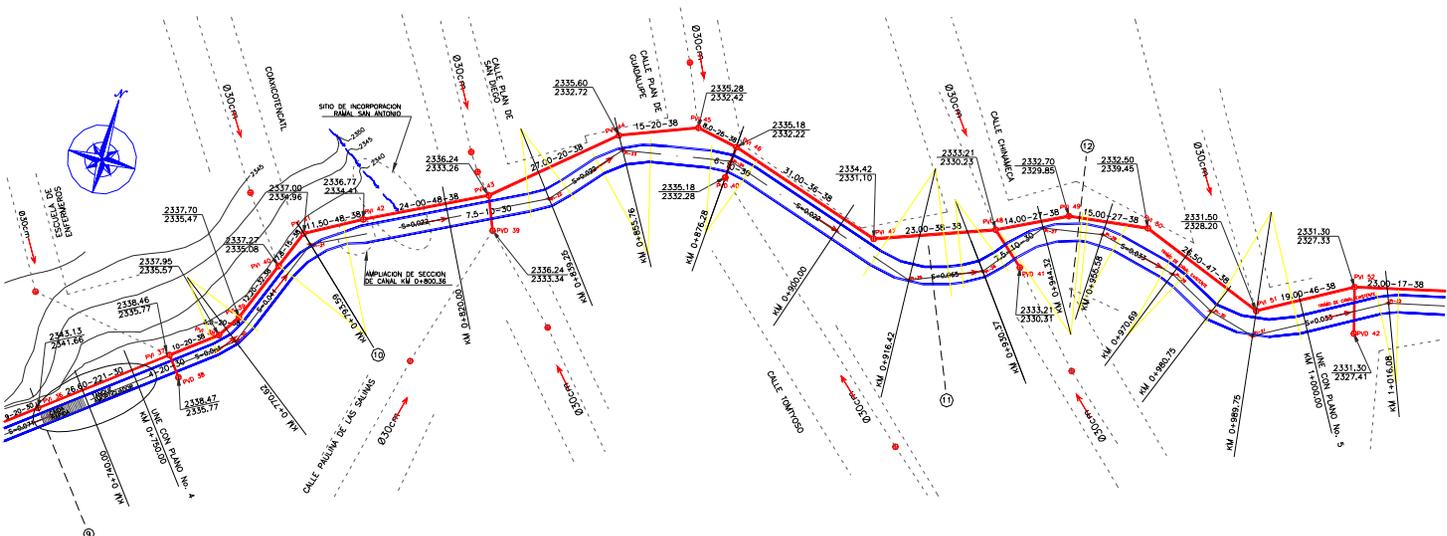
PROYECTO:
ENCAUZAMIENTO Y COLECTOR MARGINALES
KM. 0+500.00 - KM. 0+750.00
COLONIA PLAN DE AYALA

ASESOR DE TESIS: ALUMNO

ING. HERMENEGILDO AREOS SERRANO ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

DIBUJOS: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO PROYECTO: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO PLANO No. 3-B SIN ESCALA MAYO DEL 2008 ACOT. METROS

ELEVACION DE PLANTILLA	2351.91	2351.69	2351.15	2348.79	2346.63	2344.02	2341.00	2341.13	2336.63
ELEVACION DE TERRENO	2352.00	2351.75	2349.29	2346.79	2344.45	2342.02	2337.00	2337.00	2336.63
CADENAMIENTO	0+500.00	0+510.00	0+581.99	0+619.27	0+648.97	0+690.30	0+721.45	0+730.00	0+750.00



DATOS DE PROYECTO (ENCAUZAMIENTO)

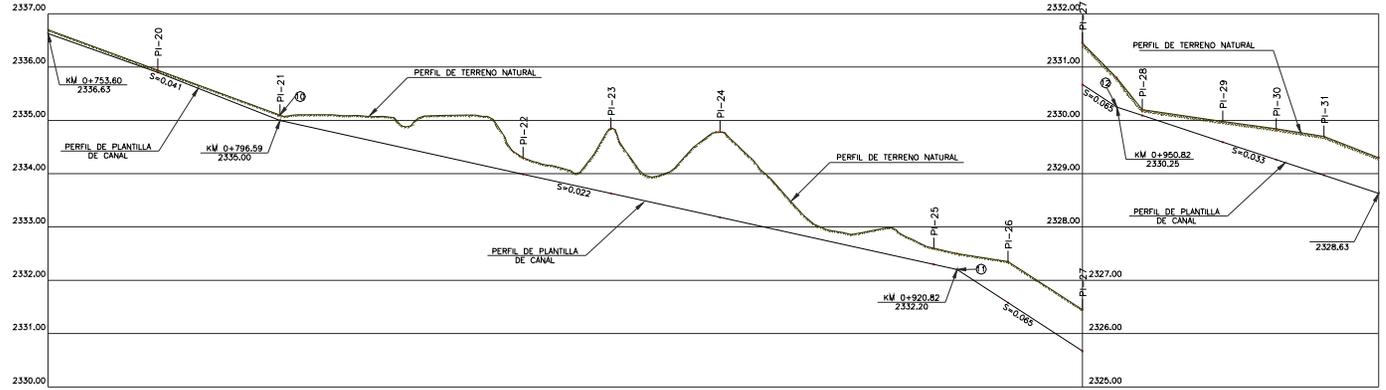
GASTO PLUVIAL	12,911.24 l.p.s.
AREA DE LA CUENCA	65.51 Ha.
TIEMPO DE RETORNO	100 años
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MEDIO	C = 0.695
TIEMPO DE CONCENTRACION	14.77 min
INTENSIDAD DE LLUVIA	102 mm/hr
VELOCIDAD MÁXIMA	5.96 m/s
FORMULAS:	MANNING: $v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$
	RACIONAL AMERICANO: $Q = 2.778 C I A$
ESTACION PLUVIOMETRICA	TOTOLICA
SISTEMA DE ELIMINACION	GRAVEDAD
VERTIDO FINAL	AL ARROYO EL SORDO

DATOS DE PROYECTO (COLECTORES MARGINALES)

AREA DE LA CUENCA	23.26	42.25
POBLACION DE PROYECTO	11165	20260
DENSIDAD DE POBLACION	480	480
DOTACION DE AGUA POTABLE	220	220
AGRICULTURA DE AGUAS RESIDUALES (BOB DOTACION)	176	176
GASTO MEDIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	227.4	411.9
GASTO MÍNIMO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	11.37	20.66
GASTO MÁXIMO INSTANTANEO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	66.1	109.32
GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	99.15	163.99
COEFICIENTES DE HARMON	2.907	2.646
COEFICIENTE DE PREVISION	1.5	1.5
FORMULAS:	HARMON: $M = 1 + \frac{14}{4+PP}$	
	MANNING: $v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$	
VELOCIDAD MINIMA	0.60	0.60
VELOCIDAD MAXIMA	5.00	5.00
SISTEMA DE ELIMINACION	GRAVEDAD	GRAVEDAD
VERTIDO FINAL	COL. MARGINAL IZD.	ARROYO EL SORDO

POLIGONAL DE PROYECTO

PI	ESTACION	PUNTO VISADO	LONG. (MTS)	AZIMUT	RUMBO	DEFLEXION	X	Y	Z
19	0+741.45	0+770.62	49.17	52°06'16"	N52°06'16"E	28°06'02" I	10,714.20	10,205.30	2,342.10
20	0+770.62	0+793.59	22.97	21°59'12"	N21°59'12"E	30°07'04" I	10,753.00	10,235.50	2,335.90
21	0+793.59	0+839.25	45.66	63°02'32"	N63°02'32"E	41°03'00" D	10,781.60	10,256.80	2,335.10
22	0+839.25	0+855.76	16.51	41°18'59"	N41°18'59"E	21°45'33" I	10,802.30	10,277.50	2,334.30
23	0+855.76	0+876.28	20.52	79°53'42"	N79°53'42"E	38°34'43" D	10,813.20	10,289.90	2,334.80
24	0+876.28	0+916.42	40.14	107°23'48"	S72°36'12"E	27°30'04" D	10,833.40	10,293.50	2,334.80
25	0+916.42	0+930.37	13.95	63°37'07"	N63°37'07"E	43°46'41" I	10,871.70	10,281.50	2,332.60
26	0+930.37	0+944.32	13.95	38°35'44"	N38°35'44"E	25°01'23" I	10,884.20	10,287.70	2,332.35
27	0+944.32	0+955.58	11.26	80°17'12"	N80°17'12"E	41°41'58" D	10,892.90	10,298.60	2,331.45
28	0+955.58	0+970.69	15.11	102°23'33"	S76°36'27"E	23°06'21" D	10,904.00	10,300.50	2,330.20
29	0+970.69	0+989.75	19.06	116°33'54"	S63°26'06"E	13°10'21" D	10,916.70	10,297.00	2,329.98
30	0+989.75	0+989.75	0.00	107°48'30"	S104°11'30"E	11°45'24" I	10,927.70	10,292.50	2,329.84
31	0+989.75	1+016.08	26.33	60°25'01"	N60°25'01"E	44°23'29" I	10,936.40	10,290.20	2,329.70
32	1+016.08						10,959.30	10,303.20	2,329.50



Simbología

- ⑥ --- CAMBIO DE PENDIENTE
- EJE POLIGONAL DE PROYECTO
- COLECTOR
- POZO DE VISITA
- CANAL
- PUNTO DE INFLEXION DE POLIGONAL DE APOYO
- PENDIENTE DE CANAL
- 20.30-40-30 DIST- PEND - DIAM
- ELEVACION DE TERRENO
- ELEVACION DE PLANTILLA

INDICE DE PLANOS

1	2	3	4	5
---	---	---	---	---

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATEPEC

PROYECTO: ENCAUZAMIENTO Y COLECTOR MARGINALES
KM. 0+750.00 - KM. 0+1000.00
COLONIA PLAN DE AYALA

ASESOR DE TESIS: ALUMNO

ING. HERNANDEZ ARCOBARRIO ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

CHIEFLICHO PROYECTOS PLANO No. 4-5 FECHA MAYO DEL 2008 SIN ESCALA ACOT. METROS

ALFONSO GUTIERREZ BADILLO ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

DATOS DEL PROYECTO (ENCAUZAMIENTO)

GASTO PLUVIAL 12,911.24 l.p.s.
 AREA DE LA CUENCA 65.51 Ha.
 TIEMPO DE RETORNO 100 años
 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MEDIO C = 0.695
 TIEMPO DE CONCENTRACION 14.77 min
 INTENSIDAD DE LLUVIA 102 mm/hr
 VELOCIDAD MÁXIMA 5.96 m/s

FORMULAS:
 MANNING: $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$
 RACIONAL AMERICANO: $Q = 2.778 CIA$

ESTACION PLUVIOMETRICA
 SISTEMA DE ELIMINACION
 VERTIDO FINAL

TOTOLICA
 GRAVEDAD
 AL ARROYO EL SORDO

DATOS DE PROYECTO (COLECTORES MARGINALES)

AREA DE LA CUENCA 23.26 42.25
 POBLACION DE PROYECTO 11160 20,280 hpb
 DENSIDAD DE POBLACION 480 480 hab/Ha
 DOTACION DE AGUA POTABLE 220 220 l/hab/dia
 APORTACION DE AGUAS RESIDUALES (80% DOTACION) 176 176 l/hab/dia
 GASTO MEDIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS 22.74 41.31 l.p.s.
 GASTO MINIMO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS 11.37 20.66 l.p.s.
 GASTO MAXIMO INSTANTANEO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS 66.1 109.32 l.p.s.
 GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS 99.15 163.99 l.p.s.
 COEFICIENTES DE HARMON 2.907 2.646
 COEFICIENTE DE PREVISION 1.5 1.5

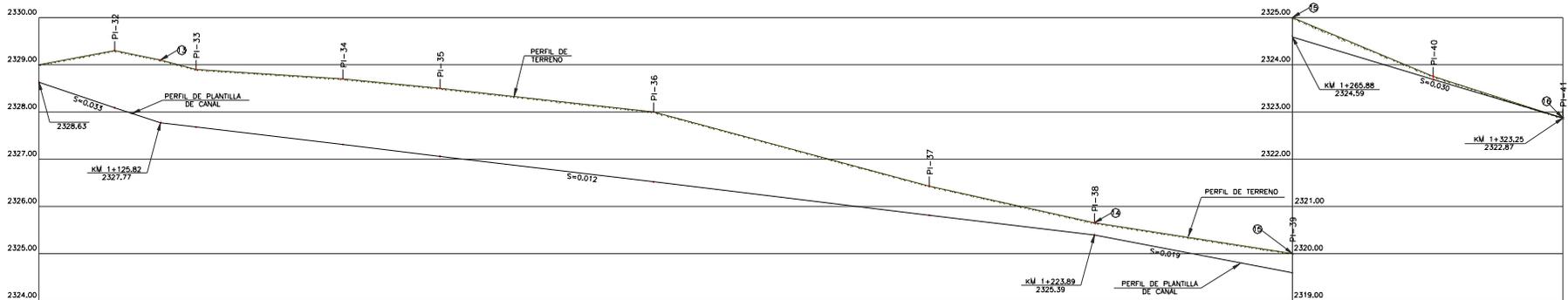
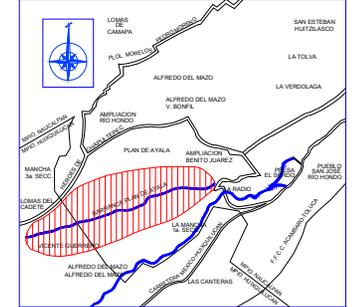
HARMON: $M = 1 + \frac{14}{4 + P^2}$

MANNING: $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

VELOCIDAD MINIMA 0.60 0.60 m/s
 VELOCIDAD MAXIMA 5.00 5.00 m/s
 SISTEMA DE ELIMINACION GRAVEDAD GRAVEDAD
 VERTIDO FINAL COL. MARGINAL IZQ. ARROYO EL SORDO

- SIMBOLOGIA**
- ① --- CAMBIO DE PENDIENTE
 - EJE POLIGONAL DE PROYECTO
 - COLECTOR
 - PG-16 POZO DE VISITA
 - CANAL
 - PUNTO DE INFLEXION DE POLIGONAL DE APOYO
 - PENDIENTE DE CANAL
 - 20.30-40-30 DIST - PEND - DIAM
 - 2353.50 ELEVACION DE TERRENO
 - 2352.14 ELEVACION DE PLANTILLA

CROQUIS DE LOCALIZACION



ELEVACION DE PLANTILLA	2328.63	2328.00	2327.77	2327.66	2327.53	2327.38	2327.26	2327.15	2327.02	2326.87	2326.71	2326.59	2326.45	2326.31	2326.17	2326.02	2325.87	2325.71	2325.59	2325.49	2325.39	2325.28	2325.18	2325.09	2324.99	2324.87	2324.82							
ELEVACION DE TERRENO	2328.63	2328.00	2327.77	2327.66	2327.53	2327.38	2327.26	2327.15	2327.02	2326.87	2326.71	2326.59	2326.45	2326.31	2326.17	2326.02	2325.87	2325.71	2325.59	2325.49	2325.39	2325.28	2325.18	2325.09	2324.99	2324.87	2324.82							
CADENAMIENTO	1+000.00	1+100.00	1+200.00	1+300.00	1+400.00	1+500.00	1+600.00	1+700.00	1+800.00	1+900.00	1+1000.00	1+1100.00	1+1200.00	1+1300.00	1+1400.00	1+1500.00	1+1600.00	1+1700.00	1+1800.00	1+1900.00	1+2000.00	1+2100.00	1+2200.00	1+2300.00	1+2400.00	1+2500.00	1+2600.00	1+2700.00	1+2800.00	1+2900.00	1+3000.00	1+3100.00	1+3200.00	1+323.25

1	2	3	4	5
---	---	---	---	---

INDICE DE PLANOS

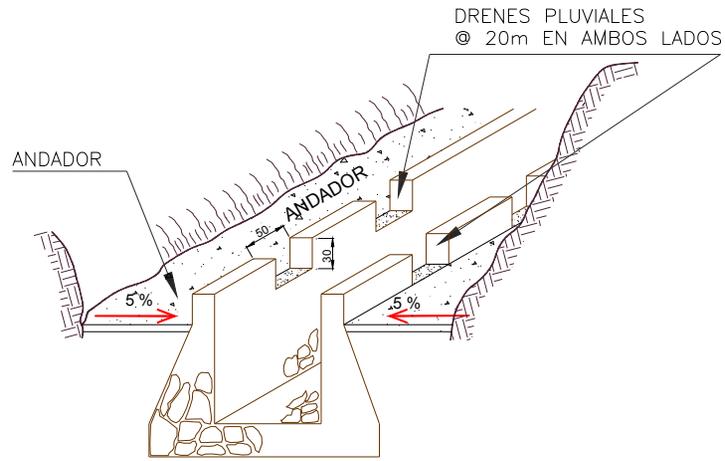
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLAN

PROYECTO:
ENCAUZAMIENTO Y COLECTOR MARGINALES
 KM. 0+1000.00 - KM. 0+1323.25
 COLONIA PLAN DE AYALA

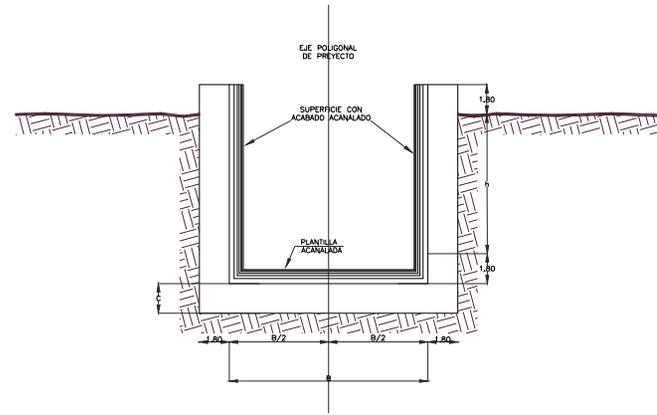
ASESOR DE TESIS: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO
 ALUMNO: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

NO. HERNANDELO ARCO SERRANO
 ALFONSO GUTIERREZ BADILLO

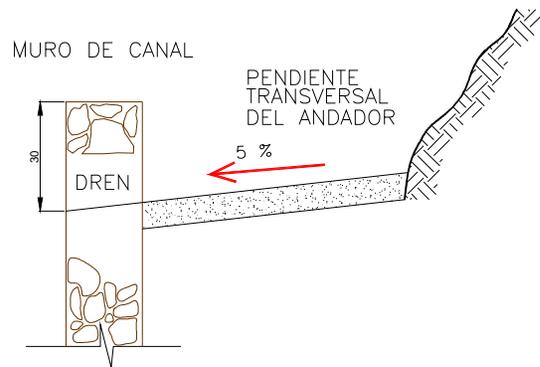
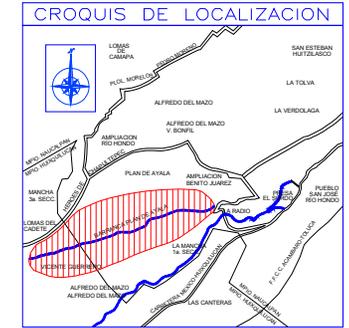
DIBUJADA: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO
 PROYECTADA: ALFONSO GUTIERREZ BADILLO
 PLANO No. 5-5
 FECHA: MAYO DEL 2006
 SIN ESCALA ACOT. METROS



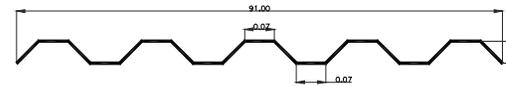
SECCION DE MAMPOSTERIA TIPO



SECCION DE CONCRETO ARMADO
TIPO PARA CANAL



DETALLE DE DREN EN CANAL



LAMINA ACANALADA
SECCION TRAPEZIAL PARA CANAL

CARACTERISTICAS DE SECCIONES EN CANAL

TRAMO		B (cm)	h (cm)	MATERIAL
DE	A			
0+000.00	0+178.50	150	150	CONCRETO
0+178.50	0+800.36	200	200	CONCRETO
0+800.36	0+950.82	300	200	MAMPOSTERIA
0+950.82	DESCARGA	300	250	MAMPOSTERIA



PROYECTO:
PLANO GENERAL DE DETALLES
COLONIA PLAN DE AYALA

ASESOR DE TESIS: ALFONSO GUTIERREZ BADIÑO

ALFONSO GUTIERREZ BADIÑO

DIBUJÓ: ALFONSO GUTIERREZ BADIÑO
PROYECTO: ALFONSO GUTIERREZ BADIÑO
PLANO No. 2 - 3
FECHA: MAYO DEL 2008
BIBL. ESCALA: ACOT. METROS

