

2

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES, ARAGÓN

PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO (RED PRIMARIA) EN EL SALADO, LOS REYES LA PAZ, EDO. DE MÉXICO

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

Francisco Javier Ayala Salazar

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2007



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.



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN**

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DUPLICADO

**FCO. JAVIER AYALA SALAZAR
PRESENTE.**

En contestación a la solicitud de fecha 16 de abril de 1999, relativa a la autorización se le debe conceder para que el profesor, Ing. JOSÉ PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO (RED PRIMARIA) EN EL SALADO, LOS REYES LA PAZ, EDO. DE MÉXICO" con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 22 de octubre de 1999.
LA DIRECTORA

L. Turcott
ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



Nota: La aceptación del tema de tesis y asesor de la misma fue registrada en la Secretaría Académica de esta Escuela con fecha 14 de abril de 1999.

Cp Secretaría Académica.
Cp Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
Cp Asesor de Tesis.

LTG/AIR/.../C/cma*

**PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO (RED PRIMARIA) EN EL
SALADO, LOS REYES LA PAZ, EDO. DE MÉXICO**

Índice

Capítulo	Concepto	Página
I.-	INTRODUCCIÓN	1
I.1	ALCANCES DEL PROYECTO	2
I.2	ANTECEDENTES	4
I.3	DESCRIPCIÓN DEL ENTORNO DE LA LOCALIDAD	5
II.-	ESTUDIOS PRELIMINARES	7
II.1	RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE	8
II.2	ESTUDIO HIDROLÓGICO	9
III.-	TRABAJOS DE CAMPO	20
III.1	SONDEO Y NIVELACIÓN DE POZOS DE VISITA	21
III.2	TRAZO Y NIVELACIÓN DE PERFIL DE POLIGONAL Y TRABAJOS TOPOGRÁFICOS COMPLEMENTARIOS PARA PROYECTO EJECUTIVO	22
IV.-	CRITERIOS DE PROYECTO	24
IV.1	APORTACIÓN DE AGUAS DE ORIGEN SANITARIO	25
IV.2	APORTACIÓN DE AGUAS PLUVIALES, PARÁMETROS HIDROLÓGICOS	28
IV.3	CRITERIOS DE ANÁLISIS HIDRÁULICO	34
IV.4	DATOS BÁSICOS	37
V.-	PLANEACIÓN DEL SISTEMA	40
V.1	DIAGNÓSTICO DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE	41
V.2	ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	47
V.3	SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN	52
VI.-	PROYECTO EJECUTIVO	53
VI.1	RED PRIMARIA	54
VI.2	DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO	55
VII.-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	60

I.- INTRODUCCIÓN

- **Objetivos.**

I.1 ALCANCES DEL PROYECTO

I.2 ANTECEDENTES

I.3 DESCRIPCIÓN DEL ENTORNO DE LA LOCALIDAD.

I.- INTRODUCCIÓN

- **Objetivos.**

El objetivo de este trabajo es desarrollar el Proyecto de Red Primaria de Alcantarillado Combinado de la zona denominada El Salado, en el Mpio de La Paz, Edo. de México (ver figura I.1), en el área que se localiza al poniente de la Carretera federal México-Texcoco, entre la calle Nogal y la vía del FFCC México-Texcoco.

La infraestructura que existe dentro de la zona de estudio será considerará en el análisis hidráulico para la determinación de la solución del proyecto.

I.1 ALCANCES DEL PROYECTO

De acuerdo con el objetivo principal, el presente trabajo, a través de la resolución del problema planteado, presenta la aplicación de diversas áreas de la Ingeniería Civil. Así pues, no se pretende desarrollar formulas o explicar teorías específicas, sino solo presentar aplicaciones de diversos aspectos, presentando de la manera más completa posible las partes que componen la realización de un proyecto de alcantarillado del tipo del que aquí se presenta.

El trabajo se divide en las siguientes partes:

Introducción. Se da una explicación de la problemática que se va a solucionar, los alcances y las características de la zona de estudio.

Estudios Preliminares. Consisten en la recopilación y análisis de información, documental y a través de visitas de reconocimiento. De la información consultada y recabada se presentan los resultados que arroja su análisis.

Trabajos de Campo. Son todos los trabajos de topografía necesarios para conocer a detalle el lugar de estudio. En este documento no se incluyen detalles de la información topográfica, solo se enuncian los trabajos y finalmente solo se utiliza el plano resultante.

Criterios de Proyecto. En este capítulo se presentan todas las consideraciones que se adoptan para la realización del proyecto.

Planeación del Sistema. Se analizan las soluciones que se consideran factibles para elegir la que resulte más conveniente.

Proyecto Ejecutivo. Se presenta la solución adoptada, llevando su desarrollo al nivel de detalle que consideran los alcances del proyecto.

Conclusiones y Recomendaciones. Finalmente se enlistan algunas recomendaciones y conclusiones donde se describe en forma resumida el funcionamiento del sistema proyectado, descripción que pretende sintetizar en forma global la visión del sistema para facilitar tanto su construcción como su operación y mantenimiento.

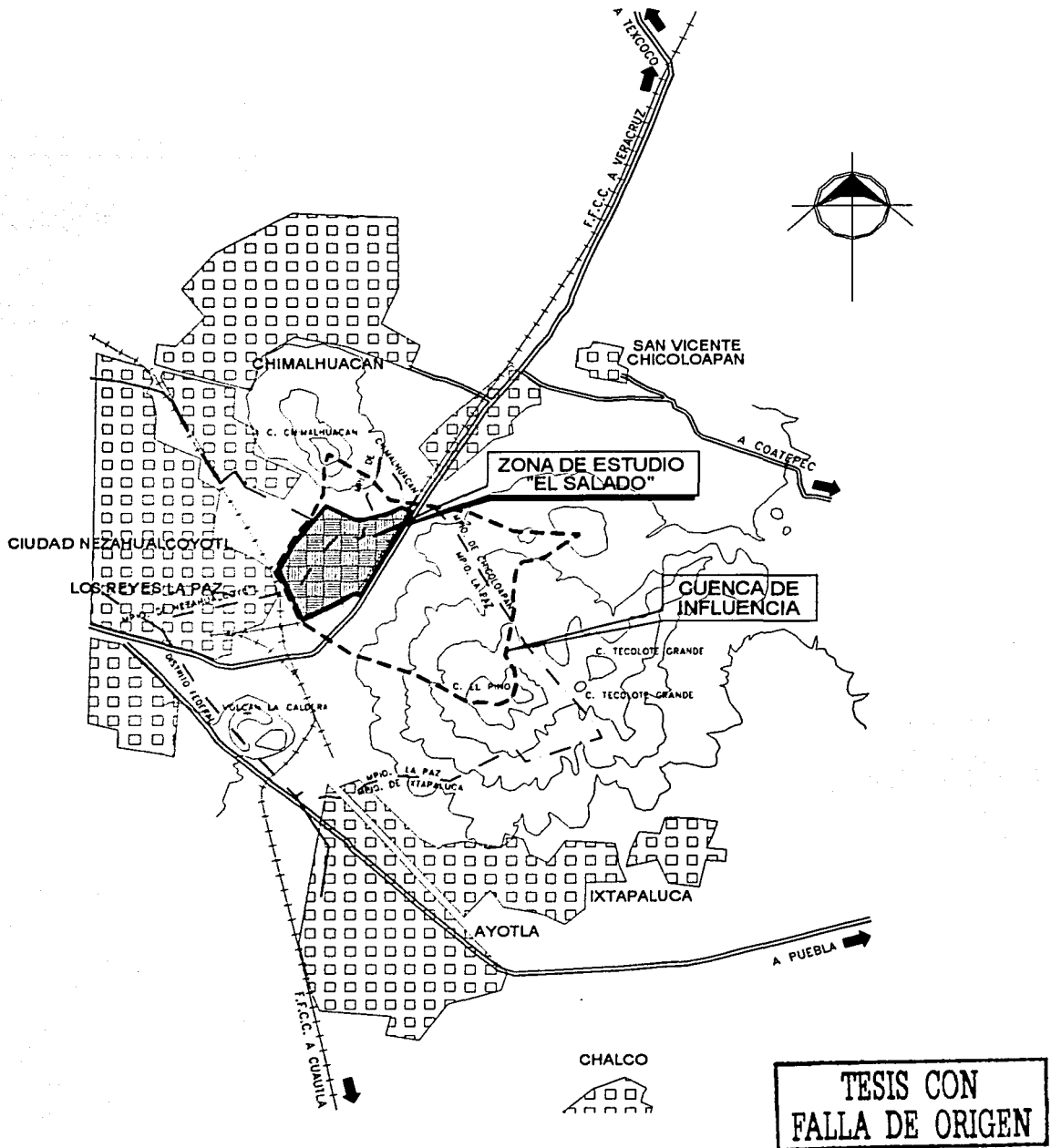


Figura I.1 Localización del municipio y del área de estudio

1.2 ANTECEDENTES

La dotación de servicios urbanos en las grandes ciudades es una tarea compleja, principalmente en lo que respecta a las áreas conurbadas. Dichas áreas se caracterizan, entre otras cosas, por tener un acelerado crecimiento, que conlleva insuficiencia de planeación y por consiguiente déficit en el suministro de los servicios básicos; tal es el caso del suministro del servicio de alcantarillado.

La situación que enmarca la problemática para el suministro del servicio de alcantarillado se puede enumerar de la siguiente manera:

- origen irregular de algunos asentamientos humanos, ocasionando una traza urbana deficiente,
- un acelerado crecimiento de la población, que ocasiona no poder prever la magnitud de los servicios,
- Relacionado con lo anterior, muchas veces se utilizan zonas con topografía y terrenos poco favorables para diseñar, construir y mantener un sistema de alcantarillado.

Como consecuencia y agravando la situación, se construyen sistemas que muchas veces son soluciones parciales, que tienen una capacidad que se rebasa fácilmente, y que no cuentan con un mantenimiento adecuado.

En la zona de El Salado, Municipio de la Paz, Estado de México, la problemática tiene algunas de las características arriba comentadas, presentando año con año inundaciones en la zona baja próxima al río de la compañía. Cabe mencionar que dicha zona cuenta actualmente con infraestructura, que tiene una capacidad que ha sido rebasada y, que aunado a un pobre mantenimiento se convierte en insuficiente.

Dentro del proyecto que aquí se desarrolla, para el planteamiento de la mejor solución, se considerarán los estudios e infraestructura existentes. Así mismo, la infraestructura existente será revisada en forma conjunta con la solución del problema de forma que se siga utilizando la infraestructura que así lo permita.

Como se deduce de lo arriba comentado, la zona de estudio requiere de un sistema de alcantarillado que permita desalojar las aguas de lluvia que la afectan, además de permitir drenar las aguas sanitarias, por lo que se propone un sistema combinado.

En este estudio se desarrolla únicamente la red primaria del sistema de alcantarillado. En este aspecto cabe comentar que un sistema de alcantarillado se puede dividir en diversas partes que lo componen, como son, la red de atarjeas, que se suele diferenciar convencionalmente por su importancia en red primaria y red secundaria; la primera son los subcolectores, colectores y emisores que conducen el agua hasta su descarga y la segunda son los conductos que recolectan directamente de los puntos de captación y los llevan hasta los primeros; una forma de diferenciarlos es en función del diámetro de los tubos instalados, siendo red primaria toda tubería mayor o igual a 45 cm y red secundaria la que tenga diámetros menores. Además de lo anterior un sistema de alcantarillado

también tiene una descarga y ocasionalmente plantas de bombeo y de tratamiento del agua residual.

El sistema de alcantarillado que ya existe en la zona de estudio cuenta con una planta de bombeo que permite elevar las aguas que capta la red y descargarlas al río de la Compañía. Esta planta se ubica en la parte baja al surponiente de la localidad.

La infraestructura encaminada al drenaje de una zona, se idealiza como un sistema, debido a que no puede funcionar óptimamente si no es en forma conjunta, no obstante, es común atacar la problemática en orden de importancia sin dejar de prever las partes del sistema que se dejan pendientes para otros trabajos. Finalmente hay que mencionar que la partición de un proyecto u obra obedece a limitaciones económicas o a etapas constructivas de un programa predeterminado.

I.3 DESCRIPCIÓN DEL ENTORNO DE LA LOCALIDAD.

I.3.1 Medio físico y geográfico

El Municipio de La Paz se ubica en la porción oriental del valle de México y pertenece a la región III Texcoco. La superficie territorial es de 1,427.23 kilómetros cuadrados. Su cabecera municipal se ubica a los 19° 21' 26" de latitud norte y 98° 58' 40" de longitud oeste del meridiano de Greenwich. La altitud media del municipio es de 2,600 metros sobre el nivel medio del mar. Se tiene un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, con una temperatura media anual de 16.4 °C, y su precipitación pluvial promedio anual es de 615 milímetros.

Respecto a su orografía, tiene dos zonas geográficas bien definidas, una amplia llanura que ocupa el vaso de Texcoco y algunas formaciones montañosas representadas por los cerros del Pino y Tetetlamanche que se ubican precisamente al oriente y al norte de la zona de proyecto.

Hidrográficamente el principal cauce es el río de la Compañía que proviene del Municipio de Chalco.

El suelo de la parte de llanura está compuesto por sedimentos que en parte provienen de las montañas aledañas. La parte montañosa se forma de piedras de tipo andesítico y basálticas.

I.3.2 Marco Social

La población del municipio, según el censo de 1990 fue de 134,782 habitantes, cifra que representa el 1.37 % de la población total del Estado de México. Según el mismo censo el número de viviendas en tal año fue de 25,226 con un promedio de ocupación de 5.34 habitantes por vivienda de las cuales 20,169 contaban con drenaje.

En otros aspectos, el Municipio cuenta con suficientes vías de comunicación que lo ligan al D. F. y con los poblados vecinos, como son entre otras la carretera federal México-Puebla, que atraviesa el municipio, tocando la cabecera municipal, y la carretera federal México-Texcoco. Los habitantes disponen de los servicios de correo, telégrafo y teléfono.

El ayuntamiento ofrece a sus habitantes, de manera parcial, los servicios de agua, drenaje y alcantarillado, electrificación y alumbrado público. Así mismo, brinda los servicios de mercados, cementerios, parques y jardines, rastro, transporte urbano y seguridad pública.

Actualmente se cuenta con instituciones públicas y privadas que se encargan de prestar servicios de salud a la mayoría de la población, aunque cabe mencionar que los vecinos también acuden a instituciones ubicadas en el Distrito Federal.

En el aspecto económico la zona de estudio cuenta con actividades que incluyen establecimientos industriales, comerciales y de servicios. La zona se caracteriza por tener una población que se integra económicamente cada vez más a la Ciudad de México.

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES.

II.1 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE.

II.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES.

II.1 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE.

Con objeto de poder llevar a cabo el proyecto de la red primaria de alcantarillado combinado de El Salado, Municipio de La Paz, Estado de México, se recopiló y analizó la información existente, la misma que consiste básicamente en lo siguiente:

a) Información de lluvia.

Con fines de realizar el estudio hidrológico (ver siguiente apartado), se recopiló toda la información disponible en el Servicio Meteorológico Nacional y la Gerencia de Aguas Superficiales de Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional del Agua, incluyendo en esta recopilación siete estaciones pluviométricas y tres pluviográficas, como se relaciona a continuación:

TABLA II.1 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA Y PLUVIOGRÁFICA EN EL ENTORNO DEL MPIO. DE LA PAZ

ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN		TIPO DE ESTACIÓN	PERIODO DE REGISTROS	
	LONGITUD	LATITUD		DE	A
1. Chalco	98° 55' 00"	19° 16' 00"	Pluviométrica	1961	1983
2. Chapingo	98° 53' 05"	19° 29' 09"	Pluviométrica	1947	1983
3. Chimalhuacán	98° 56' 41"	19° 24' 52"	Pluviométrica	1970	1988
4. Ixtapaluca	98° 52' 16"	19° 18' 56"	Pluviométrica	1979	1990
5.- Reyes-La Paz	98° 58' 02"	19° 22' 22"	Pluviométrica	1955	1988
6. Nezahualcoyotl	99° 02' 44"	19° 24' 57"	Pluviométrica	1968	1989
7. Tlahuac	99° 00' 23"	19° 16' 36"	Pluviométrica	1961	1988
1. Camp. Plan Lago Texc	99° 01' 10"	19° 27' 36"	Pluviográfica	1972	1987
2. Chapingo	98° 53' 05"	19° 29' 09"	Pluviográfica	1960	1990
3. Reyes-La Paz	98° 58' 02"	19° 22' 22"	Pluviográfica	1967	1989

b) Manual de Hidráulica Urbana. Tomo 1 de 3: Teoría General, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal, Septiembre de 1982.

c) Plano de las cuencas al oriente de la vía de FFCC y al norte de la zona de estudio.

Cabe destacar que en la actualidad se han hecho algunas obras que alivian problemas locales como es el caso de la red secundaria de alcantarillado de la zona localizada al oriente de la carretera y algunos colectores paralelos a la carretera, lo cual no impide que los escurrimientos del lado oriente de la carretera sigan llegando hacia la zona de estudio, razón por la que dichas áreas habrán de tomarse en cuenta en las aportaciones al proyecto.

El área total de aportación, medida en dicho plano asciende a un total de 2,056 hectáreas, de las cuales un total de 1,470 corresponden a la parte oriente de la carretera y 586 hectáreas al área de aportación al poniente de dicha vía, zona donde se concentra la mayor parte del área urbana y que es la que se adecua en cuanto a red primaria en el presente estudio; del área total de aportación, 596 hectáreas son previsibles para uso urbano, 171 al oriente de la carretera y 425 al poniente (zona de estudio).

- d) Plano de conjunto de un proyecto del sistema de alcantarillado de la zona de estudio.

Dicho proyecto tiene poca similitud con la infraestructura existente por lo que se adopta el plano como referencia de la planimetría de la zona, y en algunos casos para inferir las características de la red existente que por alguna razón no es posible detectar en campo, aun que indirectamente se sepa de su existencia. En este sentido, se aprecian algunas diferencias en campo respecto a lo que presenta el plano existente, aunque son mínimas, destacando al sur la existencia de la calle Apatenco, que se liga con la Calle Pino Suárez, así como la existencia de una calle que cruza de sur a norte a un costado del mercado y la escuela como prolongación de la calle Río Tehuantepec, además de la discontinuidad en un tramo de la calle Lázaro Cárdenas. Esta planimetría se obtuvo como parte del levantamiento de los pozos de visita existentes por medio de cinta.

II.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Con el fin de determinar los gastos máximos que desalojarán los colectores, se realiza el estudio hidrológico, teniendo en cuenta los registros de lluvias disponibles mediante las estaciones pluviométricas y pluviográficas en el entorno de la zona de estudio, la cual se encuentra dentro del municipio de La Paz, Estado de México, y de acuerdo con la subdivisión hecha por la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en la Región Hidrológica No. 26 del "Valle de México".

En primera instancia se ordena la información recopilada, para enseguida llevar a cabo el análisis estadístico de tal información; resultado del análisis estadístico, se generan las ecuaciones que relacionan, en el caso de estaciones pluviométricas, la altura de precipitación con el periodo de retorno y, para el caso de estaciones pluviográficas, la altura de precipitación como función de la duración de la lluvia (0 a 2 horas) y el periodo de retorno, obteniendo en este último caso las curvas correspondientes.

Con apoyo de los polígonos de Thiessen (ver figura II.1) se establece la influencia de cada estación sobre el área de proyecto, definiendo así la mejor opción en cuanto a ecuación factible de utilizar.

II.2.1 Análisis Estadístico.

Dado que se cuenta con información pluviográfica suficiente y dadas las características de los parámetros que se pretenden estimar, se opta por un análisis estadístico que permita determinar una ecuación que relacione la intensidad, la altura de precipitación la duración y el periodo de retorno para la zona en estudio.

Con la información disponible, se esta en posibilidad de generar tormentas estadísticas asociadas a una duración y periodo de retorno predeterminados, conociendo la distribución de la lluvia en el tiempo y en el espacio.

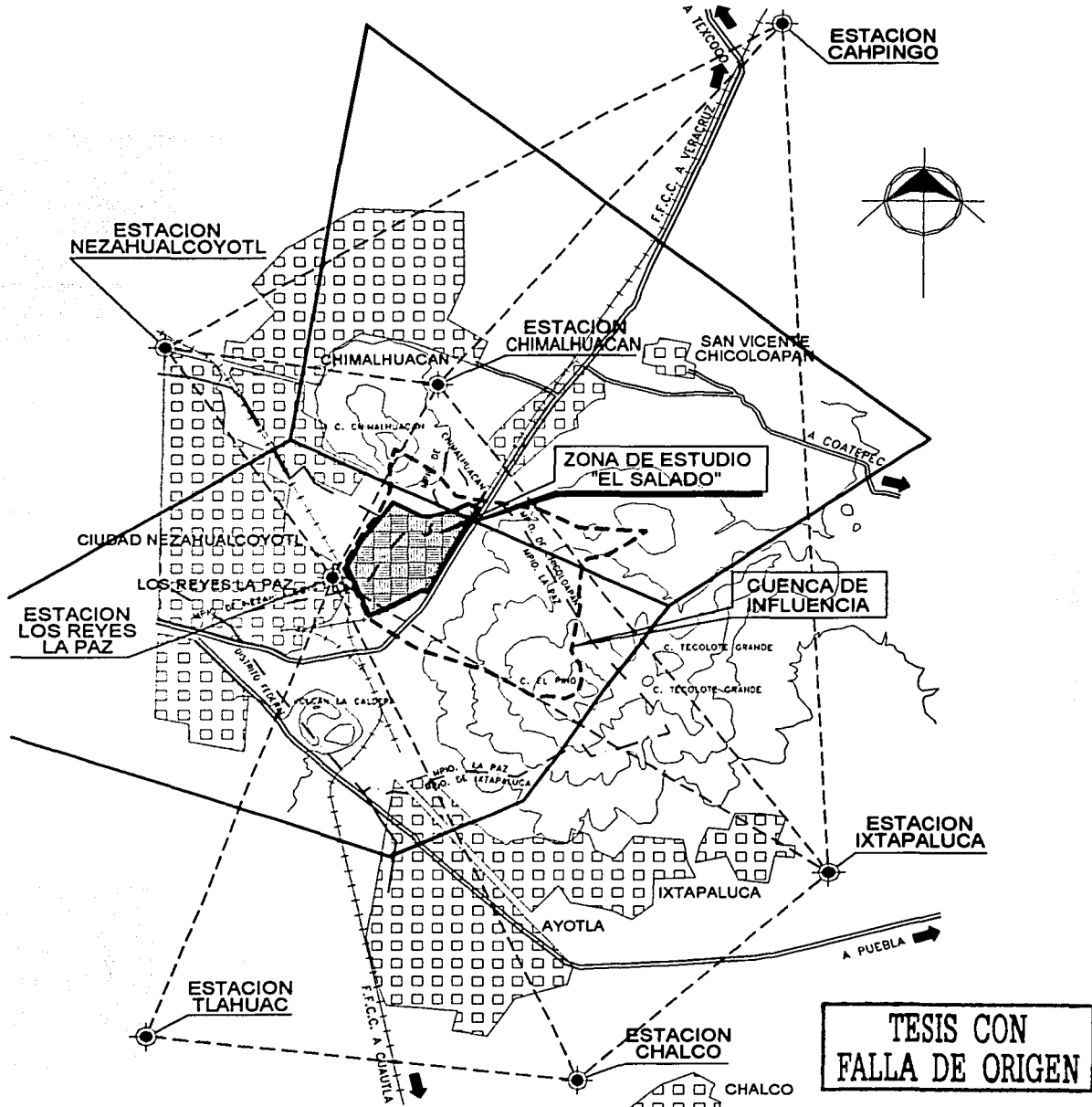


Figura II.1 Localización de estaciones climatológicas y polígonos de Thiessen

II.2.1.1 Análisis Estadístico de Lluvia con duración de 0 hasta 2 horas.

Se analizan las curvas y los registros de intensidad máxima - maximorum generados por el Servicio Meteorológico Nacional y la Comisión Nacional del Agua, mismos que corresponden a parte de la información recopilada según el apartado que antecede. Tales registros y curvas son el resultado del proceso realizado por tales dependencias de los registros de pluviógrafo en las estaciones que cuentan con dicho aparato; los pluviógrafos registran en forma continua la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo, de donde se determinan los máximos incrementos de altura de lluvia por intervalos de tiempo, incrementos de lluvia máximos anuales que, en forma de intensidad, permiten la construcción de las curvas de intensidad máxima-maximorum, correspondiendo una curva a cada año de registro. En la tabla II.2 siguiente, se presentan los datos correspondientes a la estación Los Reyes La Paz.

Tabla II.2 INFORMACIÓN PLUVIOGRÁFICA ESTACIÓN LOS REYES LA PAZ, INTENSIDADES MÁXIMAS MAXIMORUM

Año	DURACIÓN (min.) - INTENSIDADES (mm/hr)									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1967	120.00	108.00	88.00	84.00	58.00	46.60	36.80	28.10	22.80	19.00
1968	204.00	144.00	118.40	102.00	84.00	60.00	46.50	34.90	27.90	23.30
1969	74.40	44.40	35.60	27.60	25.40	21.30	16.00	12.00	9.60	8.00
1970	138.00	84.00	68.80	60.00	41.00	29.30	23.10	17.50	14.20	11.90
1971	111.60	82.20	77.20	78.00	56.20	41.20	34.80	27.30	21.90	18.30
1972	120.00	103.20	80.00	63.00	44.20	29.80	22.80	18.30	15.40	12.90
1973	112.80	71.40	62.00	53.60	41.10	28.50	21.60	16.30	13.10	11.10
1974	79.20	63.60	56.80	52.80	42.60	32.80	27.60	20.80	16.70	13.90
1975	163.20	117.00	92.60	80.40	60.10	42.40	33.40	26.30	22.00	18.90
1976	102.00	72.00	80.00	61.80	43.30	30.60	23.40	17.60	14.00	11.70
1977	147.60	88.50	68.80	56.60	44.40	33.60	32.20	27.40	21.90	18.60
1978	66.00	54.00	40.60	33.90	28.10	22.60	17.90	14.10	11.40	9.60
1979	82.30	61.20	54.00	42.80	31.60	24.00	18.80	14.30	11.40	9.50
1980	90.00	62.40	49.70	44.70	34.20	23.20	19.20	16.60	14.50	12.80
1981	107.00	83.50	69.50	53.00	37.00	24.80	20.00	18.50	16.50	15.00
1982	120.00	68.00	50.70	44.40	32.60	24.00	18.70	14.70	12.00	10.00
1983	165.60	112.50	98.00	86.30	71.50	53.70	42.70	33.80	27.60	23.50
1984	110.40	74.20	56.00	42.00	28.70	23.20	19.40	17.60	14.30	12.20
1985	147.60	88.50	68.80	56.60	44.40	33.60	32.20	27.40	21.90	18.60
1986	128.70	113.40	80.00	72.00	55.00	49.10	48.90	36.70	29.30	24.40
1987	66.00	59.40	52.40	51.60	42.60	36.60	33.70	25.30	20.20	16.80
1988	119.90	77.10	63.00	52.40	40.00	30.20	23.00	17.70	14.10	11.80
1989	120.00	87.00	75.00	62.00	41.00	28.00	21.00	16.00	12.00	10.00

El análisis estadístico de los registros o las curvas de intensidad máxima-maximorum permite relacionar la lluvia con la duración de la misma y su periodo de retorno.

Se llevó a cabo el análisis estadístico de la información correspondiente a los registros de intensidad máxima-maximorum para las estaciones Campamento Plan Lago de Texcoco, Chapingo y Los Reyes - La Paz, que son las que disponen de pluviógrafo cerca de la zona de estudio.

II.2.1.1.1 Descripción del procedimiento de cálculo.

A continuación se describe el proceso de cálculo mediante el método de correlación lineal múltiple, que permite establecer la ecuación que relaciona la altura de precipitación con su duración y su periodo de retorno.

a. Ordenación de Datos y Asignación de Periodos de Retorno.

Considerando la serie de datos de intensidad máxima-maximorum, estos se ordenan, de mayor a menor, y corresponden a intensidad de lluvia, para todos y cada uno de los años registrados, ordenación que se hace para cada una de las duraciones a considerar; las duraciones que conviene considerar son de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos.

El periodo de retorno T de un evento hidrológico se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio. El correspondiente a altura de precipitación máxima anual puede valuarse como:

$$T_m = \frac{n + 1}{m} \quad (2.1)$$

En el caso de los valores excedentes anuales, el periodo de retorno se valúa como:

$$T_e = \frac{n}{m} \quad (2.2)$$

En ambas ecuaciones se tiene que:

m = Número de orden del gasto máximo anual en análisis o altura de precipitación máxima; corresponde 1 al más grande, 2 al siguiente, etc.

n = Años de registro, podrá notarse que para valores grandes de n , T_m se aproxima a T_e .

T_m = Años o periodo, misma unidad en que se de el valor de n (= T_e)

La relación entre T_m y T_e se puede valorar como:

$$-\frac{1}{T_e} = \ln\left(\frac{T_m - 1}{T_m}\right) \quad (2.3)$$

Así, para cada duración de lluvia se dispone de un grupo de intensidades que al ser ordenadas, les corresponde un periodo de retorno calculado conforme a las ecuaciones (2.1) ó (2.2), ya se trate de datos máximos anuales o excedentes máximos anuales.

Al hablar de valores máximos anuales, se trata del evento máximo de cada año, en tanto que al referirse a series excedentes anuales, los valores utilizados corresponden a los máximos respecto a un valor base, aún que se encuentren en un mismo año.

b. Ajuste de Datos. Análisis Estadístico.

El tipo más frecuente de ecuación que permite relacionar la intensidad (y) o altura de precipitación de una lluvia (hp) con su duración (d) y periodo de retorno (T) es de la forma:

$$y \circ hp = \frac{KT^{a_1}}{d^{a_2}}$$

que bien puede escribirse como:

$$y \circ hp = KT^{a_1} d^{a_2} \quad (2.4)$$

donde a_1 y a_2 , ó bien g , son parámetros resultado del procedimiento estadístico de los datos observados.

Tomando logaritmos de la ecuación (2.4), se obtiene:

$$\log hp = \log K + a_1 \log T + a_2 \log d \quad (2.5)$$

ecuación que puede escribirse como:

$$y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \quad (2.6)$$

donde:

$$\log hp = y, \quad \log K = a_0, \quad \log T = X_1, \quad \log d = X_2$$

Para valuar el valor de los parámetros a_0 , a_1 , y a_2 de la ecuación (2.6), se utiliza el método de correlación lineal múltiple a partir de los datos disponibles y de tal manera que las suma de los errores al cuadrado sea mínima. Así, los parámetros mencionados se obtienen de resolver el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\begin{bmatrix} N & \sum X_{1i} & \sum X_{2i} \\ \sum X_{1i} & \sum X_{1i}^2 & \sum X_{1i}X_{2i} \\ \sum X_{2i} & \sum X_{1i}X_{2i} & \sum X_{2i}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y \\ X_{1i}Y_i \\ X_{2i}Y_i \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

El anterior sistema de ecuaciones también se puede escribir como:

$$\begin{aligned} \sum Y_i &= a_0 N + a_1 \sum X_{1i} + a_2 \sum X_{2i} \\ \sum X_{1i}Y_i &= a_0 \sum X_{1i} + a_1 \sum X_{1i}^2 + a_2 \sum X_{1i}X_{2i} \\ \sum X_{2i}Y_i &= a_0 \sum X_{2i} + a_1 \sum X_{1i}X_{2i} + a_2 \sum X_{2i}^2 \end{aligned} \quad (2.8)$$

donde N es el número de valores (X_1, X_2) y las sumas son desde $i=1$ hasta N .

En el procesamiento de los datos que permiten establecer el sistema 2.8 pueden considerarse todas las tercias de valores obtenidas como resultado del ordenamiento

mencionado anteriormente. También pueden establecerse dos o tres sistemas independientes, considerando tercias de valores en forma aleatoria, aunque se recomienda tomar tercias en que se hagan variar la duración y el periodo de retorno; al tener dos o tres sistemas, se probará, de acuerdo al valor obtenido de a_0 , a_1 , y a_2 , cual se ajusta mejor a los datos observados.

En la tabla II.3 se presenta la ordenación de los datos y el calculo de su periodo de retorno; los datos corresponden a los presentados en la tabla anterior. Así mismo se muestran las tercias de valores utilizadas para la determinación de los parámetros del sistema de ecuaciones 2.8 y la muestra utilizada para corroborar la confiabilidad del ajuste y el grado de correlación obtenido.

Tabla II.3 ORDENACIÓN DE DATOS, CALCULO DEL PERIODO DE RETORNO Y OBTENCIÓN DE LA MUESTRA DE DATOS A AJUSTAR. ESTACIÓN LOS REYES LA PAZ

ORDEN (m)	Tr (años)	DURACIÓN (min) - INTENSIDADES (mm/hr)									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	24.00	204.00	144.00	118.40	102.00	84.00	60.00	48.90	36.70	29.30	24.40
2	12.00	165.80	117.00	98.00	86.30	71.50	53.70	46.50	34.90	27.90	23.50
3	8.00	163.20	113.40	92.80	84.00	60.10	49.10	42.70	33.80	27.60	23.30
4	6.00	147.60	112.50	88.00	80.40	58.00	46.60	36.80	28.10	22.80	19.00
5	4.80	147.60	108.00	80.00	78.00	56.20	42.40	34.80	27.40	22.00	18.90
6	4.00	138.00	103.20	80.00	72.00	55.00	41.20	33.70	27.40	21.90	18.60
7	3.43	128.70	88.50	80.00	63.00	44.40	36.60	33.40	27.30	21.90	18.60
8	3.00	120.00	88.50	77.20	62.00	44.40	33.60	32.20	26.30	21.90	18.30
9	2.67	120.00	87.00	75.00	61.80	44.20	33.60	32.20	25.30	20.20	16.80
10	2.40	120.00	84.00	69.50	60.00	43.30	32.80	27.60	20.80	16.70	15.00
11	2.18	120.00	83.50	68.80	56.60	42.60	30.60	23.40	18.50	16.50	13.90
12	2.00	119.90	82.20	68.80	56.60	42.60	30.20	23.10	18.30	15.40	12.90
13	1.85	112.80	77.10	68.80	53.60	41.10	29.80	23.00	17.70	14.50	12.60
14	1.71	111.60	74.20	63.00	53.00	41.00	29.30	22.80	17.60	14.30	12.20
15	1.60	110.40	72.00	62.00	52.80	41.00	28.50	21.60	17.60	14.20	11.90
16	1.50	107.00	71.40	56.80	52.40	40.00	28.00	21.00	17.50	14.10	11.80
17	1.41	102.00	68.00	56.00	51.60	37.00	24.80	20.00	16.60	14.00	11.70
18	1.33	90.00	63.60	54.00	44.70	34.20	24.00	19.40	16.30	13.10	11.10
19	1.26	82.30	62.40	52.40	44.40	32.60	24.00	19.20	16.00	12.00	10.00
20	1.20	79.20	61.20	50.70	42.80	31.60	23.20	18.80	14.70	12.00	10.00
21	1.14	74.40	59.40	49.70	42.00	28.70	23.20	18.70	14.30	11.40	9.60
22	1.09	66.00	54.00	40.60	33.90	28.10	22.60	17.90	14.10	11.40	9.50
23	1.04	66.00	44.40	35.60	27.60	25.40	21.30	16.00	12.00	9.60	8.00

Tabla II.3 continuación

SISTEMA DE ECUACIONES				$k_0a_0+k_1a_1+k_2a_2=k_3$	
k0	k1	k2	k3	SOLUCIÓN:	
23	9.332	33.009	37.565	a0=	2.345
9.332	6.621	12.859	16.474	a1=	0.324
33.009	12.859	51.107	51.546	a2=	-0.568
				K=	221.339

Notas: - Los valores en negritas y en cursiva corresponden a los valores elegidos (el de mejor ajuste) de esta estación, para determinar el sistema de ecuaciones 2.8 y arrojan los resultados que se muestran.

- Los valores subrayados y sombreados son la muestra elegida para verificar la correlación estadística del ajuste.

- Los resultados anteriores se presentan en la tabla II.5.

c. Obtención del Coeficiente de Correlación y Prueba de Fisher.

El modelo de regresión dado por la ecuación (2.6) debe satisfacer determinadas pruebas estadísticas que justifiquen su empleo.

- Prueba Fisher.

La prueba de hipótesis consiste en utilizar la distribución F de Fisher, la cual está dada por la función:

$$F = \frac{\lambda_1^2 / \alpha_1}{\lambda_2^2 / \alpha_2} \quad (2.9)$$

donde:

α_1 = grados de libertad de la distribución λ_1^2
 α_2 = grados de libertad de la distribución λ_2^2

$$\lambda_1^2 = \sum_{i=1}^N (i_{ci} - i_m)^2 \quad (2.10)$$

$$\lambda_2^2 = \sum_{i=1}^N (i_i - i_{ci})^2 \quad (2.11)$$

donde:

i_i = valores de la intensidad de la lluvia según la muestra
 i_{ci} = valores de la variable i_c , intensidad calculada con la ecuación de regresión (2.4)
 i_m = valor medio de la muestra considerada.

Las ecuaciones 2.10 y 2.11 representan la suma de los errores cuadráticos.

α_1 = es igual al número de variables independientes, en este caso vale 2
 $\alpha_2 = N - (\alpha_1 + 1)$ (2.12)

donde N es el tamaño de la muestra.

La F calculada con la ecuación 2.9 se compara con un valor de F tabulada (tabla II.4); si el valor de F calculada es mayor al valor de F tabulada la correlación se acepta, en caso contrario la correlación se rechaza.

- **Coefficiente de correlación**

El modelo de regresión múltiple utilizado, está definido por dos variables independientes y una variable dependiente, lo que hace que el coeficiente de correlación este dado por la siguiente ecuación:

$$r(X_1, X_2) = \sqrt{1 - \frac{\sum_{i=1}^N (i_{ci} - i_j)^2}{\sum_{i=1}^N (i_j - i_m)^2}} \quad (2.13)$$

donde:

- X_1, X_2 = variables independientes
- y = variable dependiente
- N = número de datos de la muestra
- i_j = valores de la intensidad de la lluvia, según la muestra
- i_{ci} = valores de la variable "r", intensidad calculada con la ecuación de regresión (2.4)
- i_m = valor medio de la muestra considerada. La media de la muestra se valúa como:

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}$$

Si el coeficiente de correlación es mayor que 0.80 la ecuación considerada es aceptable.

TABLA II.4
VALORES DE DISTRIBUCIÓN DE FISHER

δ_2 Grados de libertad para el denominador	δ_1 Grados de libertad para el numerador																		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	15	20	24	30	40	60	120	
1	161	200	216	225	230	234	237	239	241	242	244	246	248	249	250	251	252	253	254
2	18.5	19.0	19.2	19.2	19.3	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5
3	10.1	9.55	9.28	9.12	9.01	8.04	8.89	8.85	8.81	8.79	8.74	8.70	8.66	8.61	8.62	8.59	8.57	8.55	8.53
4	7.71	6.94	6.59	6.39	6.26	6.15	6.09	6.04	6.00	5.96	5.91	5.86	5.80	5.77	5.75	5.72	5.69	5.66	5.63
5	6.61	5.79	5.41	5.19	5.05	4.95	4.88	4.82	4.77	4.74	4.08	4.62	4.56	4.53	4.50	4.46	4.43	4.40	4.37
6	5.99	5.14	4.76	4.53	4.39	4.28	4.21	4.15	4.10	4.00	4.00	3.94	3.87	3.84	3.81	3.77	3.74	3.70	3.67
7	5.59	4.74	4.35	4.12	3.97	3.87	3.79	3.73	3.68	3.64	3.57	3.51	3.44	3.41	3.38	3.34	3.30	3.27	3.23
8	5.32	4.40	4.07	3.84	3.69	3.58	3.50	3.44	3.39	3.36	3.28	3.22	3.15	3.12	3.08	3.04	3.01	2.97	2.93
9	5.12	4.20	3.86	3.63	3.48	3.37	3.20	3.23	3.18	3.14	3.07	3.01	2.94	2.90	2.86	2.83	2.79	2.75	2.71
10	4.99	4.10	3.71	3.48	3.33	3.22	3.14	3.07	3.02	2.98	2.91	2.85	2.77	2.74	2.70	2.66	2.62	2.58	2.54
11	4.84	3.98	3.59	3.36	3.20	3.09	3.01	2.95	2.90	2.85	2.79	2.72	2.65	2.61	2.57	2.53	2.49	2.45	2.40
12	4.75	3.89	3.49	3.26	3.11	3.00	2.91	2.85	2.80	2.75	2.69	2.62	2.51	2.51	2.47	2.43	2.38	2.34	2.30
13	4.70	3.81	3.41	3.18	3.03	2.92	2.83	2.77	2.71	2.67	2.60	2.53	2.46	2.42	2.38	2.34	2.30	2.25	2.21
14	4.60	3.74	3.34	3.11	2.96	2.85	2.76	2.70	2.65	2.60	2.53	2.46	2.39	2.35	2.31	2.27	2.22	2.18	2.13
15	4.54	3.68	3.29	3.06	2.90	2.79	2.71	2.64	2.59	2.54	2.48	2.40	2.33	2.29	2.25	2.20	2.16	2.11	2.07
16	4.49	3.63	3.24	3.01	2.85	2.79	2.66	2.59	2.54	2.49	2.42	2.35	2.28	2.24	2.19	2.15	2.11	2.06	2.01
17	4.45	3.59	3.20	2.96	2.81	2.74	2.61	2.55	2.49	2.45	2.38	2.31	2.23	2.19	2.15	2.10	2.06	2.01	1.96
18	4.41	3.55	3.16	2.93	2.77	2.66	2.58	2.51	2.46	2.41	2.34	2.27	2.19	2.15	2.11	2.06	2.02	1.97	1.92
19	4.38	3.52	3.13	2.90	2.74	2.63	2.54	2.48	2.42	2.38	2.31	2.23	2.16	2.11	2.07	2.03	1.98	1.93	1.88
20	4.35	3.49	3.10	2.87	2.71	2.60	2.51	2.45	2.39	2.35	2.28	2.20	2.12	2.08	2.04	1.99	1.95	1.90	1.84
21	4.32	3.47	3.07	2.84	2.68	2.57	2.49	2.42	2.37	2.32	2.25	2.18	2.10	2.05	2.01	1.96	1.92	1.87	1.81
22	4.30	3.44	3.05	2.82	2.65	2.55	2.45	2.40	2.34	2.30	2.23	2.15	2.07	2.03	1.98	1.94	1.89	1.84	1.78
23	4.28	3.42	3.03	2.80	2.64	2.53	2.44	2.37	2.32	2.29	2.20	2.13	2.05	2.01	1.96	1.91	1.86	1.81	1.76
24	4.26	3.40	3.01	2.78	2.62	2.51	2.42	2.36	2.30	2.28	2.18	2.11	2.03	1.98	1.94	1.89	1.84	1.79	1.73
25	4.24	3.39	2.99	2.76	2.60	2.49	2.40	2.34	2.28	2.24	2.16	2.09	2.01	1.96	1.92	1.87	1.82	1.77	1.71
30	4.17	3.32	2.92	2.69	2.53	2.42	2.33	2.27	2.21	2.16	2.09	2.01	1.93	1.89	1.84	1.79	1.74	1.68	1.62
40	4.08	3.23	2.84	2.61	2.45	2.34	2.25	2.18	2.12	2.08	2.00	1.92	1.84	1.79	1.74	1.69	1.61	1.58	1.51
60	4.00	3.15	2.76	2.53	2.37	2.25	2.17	2.10	2.01	1.99	1.92	1.84	1.75	1.70	1.65	1.58	1.53	1.47	1.39
120	3.92	3.07	2.68	2.45	2.29	2.18	2.09	2.02	1.95	1.91	1.83	1.75	1.68	1.61	1.55	1.50	1.43	1.35	1.25
Infinito	3.84	3.00	2.60	2.37	2.21	2.10	2.01	1.94	1.88	1.83	1.75	1.67	1.57	1.52	1.46	1.39	1.32	1.22	1.00

II.2.1.1.2 Resultados del análisis Estadístico de lluvia con duración de 0 a 2 horas.

Mediante la aplicación de la metodología antes expuesta, se realizó el análisis estadístico de lluvia máxima de 0 a 2 horas en las tres estaciones climatológicas que cuentan con pluviógrafo, según relación de la tabla II.1; a excepción de las tablas arriba mostradas, no se presentan la totalidad de los cálculos realizados.

A continuación se incluye un resumen de los resultados obtenidos.

TABLA II.5
RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LLUVIA (DURACIÓN DE 0 A 2 HRS)

Ecuación: $i = KT^{-a1}d^{a2}$

Donde: f : intensidad de lluvia, en mm/hora.

T : Período de Retorno en años.

d : duración de la lluvia, en minutos.

Por definición: $i = hp/d$.

Estación	Periodo de registros	K	a1	A2	Coefic Correl	Concepto	Intensidad (mm/hr)-Alt.precip. (mm) 2 años de periodo de retorno					
							15	30	45	60	90	120
1.-Camp. Plan. Lago de Texcoco	1972-1987	163.986	0.408	-0.574	0.94	i	46.0	30.9	24.5	20.7	16.4	13.9
						hp	11.5	15.5	18.4	20.7	24.6	27.8
2.- Chapingo	1960-1990	216.532	0.345	-0.621	0.93	i	51.2	33.3	25.9	21.6	16.8	14.1
						hp	12.8	16.6	19.4	21.6	25.2	28.1
3.- Los Reyes-La Paz	1967-1987	221.339	0.324	-0.588	0.99	i	56.4	37.6	29.6	25.0	19.7	16.6
						hp	14.1	18.8	22.2	25.0	29.6	33.2

Estación	Concepto	i (mm/hr)-Alt. precip. (mm) 3 años de Tr					
		15	30	45	60	90	120
1.-Camp. Plan. L. Texcoco	i	54.2	36.4	28.9	24.5	19.4	16.4
	hp	13.6	18.2	21.7	24.5	29.1	32.9
2.- Chapingo	i	58.9	38.3	29.7	24.9	19.3	16.8
	hp	14.7	19.1	22.3	24.9	29.0	32.4
3.- Los Reyes La Paz	i	64.3	42.8	33.7	28.5	22.4	18.9
	hp	16.1	21.4	25.3	28.5	33.6	37.9

Estación	Concepto	i (mm/hr)-Alt. precip. (mm) 5 años de Tr					
		15	30	45	60	90	120
1.-Camp. Plan. L. Texcoco	i	66.8	44.9	35.6	30.2	23.9	20.3
	hp	16.7	22.5	26.7	30.2	35.9	40.6
2.- Chapingo	i	70.2	45.6	35.5	29.7	23.1	19.3
	hp	17.5	22.8	26.6	29.7	34.6	38.6
3.- Los Reyes La Paz	i	75.9	50.5	39.8	33.6	26.5	22.4
	hp	19.0	25.3	29.9	33.6	39.8	44.8

Estación	Concepto	i (mm/hr)-Alt. precip. (mm) 10 años de Tr					
		15	30	45	60	90	120
1.-Camp. Plan. L. Texcoco	i	88.7	59.6	47.2	40.0	31.7	26.9
	hp	22.2	29.8	35.4	40.0	47.6	53.8
2.- Chapingo	i	89.2	58.0	45.1	37.7	29.3	24.5
	hp	22.3	29.0	33.8	37.7	44.0	49.0
3.- Los Reyes La Paz	i	95.1	63.3	49.9	42.1	33.2	28.0
	hp	23.8	31.7	37.4	42.1	49.8	56.0

II.2.1.1.3 Análisis de los Resultados Estadísticos.

Como consecuencia del análisis, para los rangos de duración que van de 0 a 2 horas (rangos de duración que se presentan para el área de estudio), se llega a resultados buenos si se aplica directamente la fórmula de intensidad obtenida directamente del estadístico para la estación pluviográfica de Los Reyes – La Paz.

Con base en lo anterior, para determinar la intensidad de la lluvia se utiliza la fórmula obtenida a partir del análisis estadístico de lluvia con duración de 0 a 2 horas, realizado en este estudio.

III.- TRABAJOS DE CAMPO.

III.1 SONDEO Y NIVELACIÓN DE POZOS DE VISITA.

II.2 TRAZO Y NIVELACIÓN DE PERFIL DE POLIGONAL Y TRABAJOS TOPOGRÁFICOS COMPLEMENTARIOS PARA PROYECTO EJECUTIVO.

III.- TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de conocer en forma precisa, la estructura de la red primaria de alcantarillado existente en la zona de estudio, y con ello poder definir su estado de funcionamiento actual, así como contar con una planimetría completa que permita realizar el trazo del alcantarillado de proyecto necesario, se efectúan diversas actividades encaminadas a tal fin.

Dados los alcances que se plantean para éste trabajo, no se incluye en forma explícita, la información que se genera como consecuencia de estos trabajos, como lo serían los datos numéricos de los levantamientos topográficos, es decir trazo de poligonales, nivelaciones, así como su plano específico. Solamente se enuncian las necesidades que en general se presentan en un caso como éste.

Se inicia con la identificación y caracterización de la infraestructura actual del sistema de alcantarillado a nivel de la red primaria y de la planimetría disponible, basándose para esto, primeramente en recorridos a la zona de estudio y en el análisis de la información presentada en los estudios existentes, para posteriormente complementar y/o validar la misma mediante el sondeo de pozos de visita y la realización de los trabajos de campo necesarios.

Partiendo de la planimetría e infraestructura investigada en el plano del proyecto existente y de recorridos al lugar, se establece la necesidad de realizar el sondeo de pozos para definir y verificar la red primaria de alcantarillado. Asimismo, se adopta como correcta la parte de planimetría manejada en dicho plano, que corresponde a la zona localizada hacia la parte sur de la calle Degollado y San Joaquín, siendo necesaria la verificación de la planimetría al norte de tales calles y dentro de los límites del proyecto.

III.1 SONDEO Y NIVELACIÓN DE POZOS DE VISITA.

Se sondearon algunos de los pozos de visita asociados al sistema de alcantarillado existente, identificando el diámetro y profundidad de plantilla en los ductos que confluyen al pozo. La selección de los pozos a sondear, toma como primer criterio el definir la totalidad de los ductos primarios (es decir todos aquellos que tengan diámetros iguales o mayores a 45 cm), y en segundo lugar, el identificar las incorporaciones a esta red. Lo anterior en la inteligencia de tomar como correcta la información geométrica de la red secundaria presentada en el proyecto antes mencionado.

Los pozos de visita seleccionados, se identifican adecuadamente, además de obtenerse algunas referencias a las esquinas de las calles. A nivel gabinete, estos pozos se marcan sobre los planos de red existente a partir de los registros de campo que contienen la información recabada en el sondeo de pozos.

Finalmente, los pozos de visita sondeados se nivelan, para lo cual se obtiene su distancia relativa.

Cabe mencionar, que los trabajos de sondeo muchas veces se encaminaron fundamentalmente a definir la estructura de la red primaria, esto debido a su importancia

en el funcionamiento general del sistema. Para este caso la estructura de la red secundaria fue definida con apoyo en la información consignada en el proyecto existente que antecede, reduciéndose su validación, en cualquier caso, a la verificación en campo de su existencia o ausencia.

III.2 TRAZO Y NIVELACIÓN DE PERFIL DE POLIGONAL Y TRABAJOS TOPOGRÁFICOS COMPLEMENTARIOS PARA PROYECTO EJECUTIVO.

- **Trazo y nivelación de poligonales para complementar planimetría.**

Identificada la necesidad de levantar la planimetría de la zona de estudio, se realiza el trazo y nivelación a cada 100 metros (nivelando los puntos de cruce de calles y cambios significativos en el perfil del terreno) de poligonales de apoyo abiertas y cerradas, definiéndose poligonales envolventes en las calles principales y de ahí las poligonales necesarias para definir las calles finales; las poligonales trazadas se refieren a paramentos y pozos de visita existentes.

El trazo se inicia en el punto correspondiente al sitio de descarga actual, (junto a cárcamo de bombeo) barriando la zona. Como se puede ver en los planos, en la actualidad, existe un cárcamo de bombeo que recibe la descarga de las aguas del sistema para posteriormente descargar al río de la compañía.

El sistema de coordenadas adoptado para este proyecto es arbitrario y se definió mediante medición en plano de proyecto de red existente y las coordenadas se asignan a algún vértice de una de las poligonales trazadas.

- **Trazo y Nivelación de Poligonales para proyecto de colectores interceptores.**

Como complemento a lo anterior, una vez que se define la alternativa de solución al drenaje de El Salado, pueden requerirse trazar poligonales asociadas al proyecto de los ductos colectores interceptores principales.

Estas poligonales, se ligan a los levantamientos planimétricos antes mencionados.

- **Orientaciones Astronómicas**

Para una correcta orientación de las poligonales trazadas, se realiza la orientación astronómica del sistema.

- **Nivelaciones.**

Como ya se comentó, se realiza la nivelación a cada 100 metros de las poligonales trazadas. En ocasiones puede ser necesario realizar nivelaciones a cada 20 m o menos.

Por otro lado, en el recorrido de los ductos sondeados donde no se hace algún trazo, también es necesario realizar este mismo trabajo, con el objeto de conocer el perfil de dichos ductos.

Para el traslado de bancos de nivel, así como para nivelar algunos pozos de visita, se realizan nivelaciones diferenciales, mismas que se controlan mediante el establecimiento de bancos de nivel auxiliares. El banco de nivel de partida puede ser arbitrario, o bien, en caso de ser necesario, buscarse alguna elevación oficial.

- **Levantamientos de detalle en sitios especiales**

Sitio actual en la planta de bombeo.

Como necesidad complementaria del proyecto de red de alcantarillado, se encuentra la realización de la estructura correspondiente al cárcamo de bombeo para la descarga final de las aguas de la zona al río de la Compañía, proyecto que queda fuera de los alcances del presente trabajo; en este aspecto, es necesario realizar el levantamiento de detalle del sitio donde actualmente se encuentra el cárcamo de bombeo, mismo que servirá para la localización del cárcamo de proyecto, se levantarían los detalles del predio del cárcamo, así como de los componentes de infraestructura existente en sus inmediaciones, en una extensión de cuando menos 50 x 50 metros. Asimismo, este levantamiento debe ser ligado al trazo realizado para el proyecto de red de alcantarillado.

Igualmente pueden ser necesarios los levantamientos de detalle en sitios que se prevea el cruce con alguna infraestructura importante, así como del sitio exacto de la descarga al río de la Compañía. Dichos levantamientos tampoco se incluyen dentro del presente trabajo.

- **Elaboración de planos**

Planos de Red Existente

A partir de los trabajos realizados, descritos en este inciso, se elabora el plano de la red de alcantarillado existente. Para fines del presente documento, el plano de la infraestructura existente se presenta en el capítulo V.- Planeación del Sistema, incluyendo además el resultado del diagnóstico del funcionamiento de la infraestructura existente.

IV.- CRITERIOS DE PROYECTO.

IV.1 APORTACIÓN DE AGUAS DE ORIGEN SANITARIO.

**IV.2 APORTACIÓN DE AGUAS PLUVIALES,
PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.**

IV.3 CRITERIOS DE ANÁLISIS HIDRÁULICO.

IV.4 DATOS BÁSICOS.

IV.- CRITERIOS DE PROYECTO

En este capítulo se definen los datos básicos o de proyecto, y aquellos criterios que se consideran en la obtención de los gastos o caudales de diseño, así como todas las consideraciones adoptadas para la realización de los análisis hidráulicos encaminados a identificar el funcionamiento del sistema de drenaje, tanto en las condiciones actuales, como de proyecto.

La topografía y el análisis estadístico que anteceden, son la base que enmarca los datos básicos que se habrán de definir. Como parte del estudio y sustento de los análisis realizados para determinar los datos del proyecto, se recopila un cúmulo de información, entre la que se encuentran: los mismos cálculos topográficos y los registros de lluvia que se analizan para la determinación de los caudales de agua de lluvia de diseño.

Para el análisis se definen: área de aportación, población, coeficiente de escurrimiento, tiempo de ingreso y concentración, alturas de precipitación e intensidades asociadas a una tormenta estadística para un período de retorno dado, datos que conllevan a definir el gasto máximo (gasto "pico" o instantáneo) para cada tramo analizado.

IV.1 APORTACIÓN DE AGUAS DE ORIGEN SANITARIO.

La aportación de aguas de origen sanitario en un sistema de drenaje combinado, es realmente intrascendente para la definición de insuficiencias en las redes de recolección; sin embargo, conviene que ésta sea calculada para la revisión de los equipos de bombeo que hayan de operar durante el estiaje, mismos que no se consideran como parte del alcance de este trabajo.

a) Areas de Aportación

Se procedieron a marcar los límites de área de aportación actual, tanto de las aguas de origen sanitario como pluvial, esto por colector y subcolector, atendiendo para tal fin a la configuración topográfica y/o a la estructura de la red existente tanto a nivel primario como secundario (o sea, incluyendo tubería aún menor a 0.45 m de diámetro).

b) Población tributaria.

Por lo que se refiere a las previsiones de población, si bien según información del censo de población de 1995, la población municipal fue superior a los 136,000 habitantes, también hay que considerar que ésta incluye no solo el área de estudio, sino también la parte al oriente de la carretera, la cabecera municipal y barrios dentro del municipio. Por otra parte las previsiones de poblamiento pueden esperarse con una densidad muy semejante a lo experimentado en los municipios vecinos de Nezahualcoyotl y Chimalhuacán.

De acuerdo a datos censales de población de 1995, la densidad de población en Cd. Nezahualcoyotl resultó de 251 habitantes por hectárea, densidad muy semejante a la de Chimalhuacán, donde se tienen alrededor de 250 habitantes por hectárea.

Así, las previsiones de población en el área de estudio (al poniente de la carretera Federal México – Texcoco, calle Nogal y vía de FFCC) y el área que puede inferir sobre el drenaje del área de estudio, son obtenidas con base al área de proyecto, ver tabla IV.1.

c) Dotación y Aportación.

Se considera una dotación de agua potable de 185 lt/hab/día, según lo que por experiencia, se conoce que se ha manejado en localidades de municipios vecinos con características socioeconómicas semejantes, como lo son Chalco, Chimalhuacán y Nezahualcoyotl. La aportación de aguas al sistema de drenaje se considera del 80% de esta dotación, que equivale a 148 lt/hab/día.

Las Normas de Proyecto de Obras de Alcantarillado Sanitario de la extinta SAHOP, marcan una dotación de 250 a 300 l/hab/día para poblaciones mayores a 150,000 habitantes, aclarando que esta dotación incluye los usos doméstico, comercial, servicios públicos e industrial, así como fugas dentro del sistema de conducción y distribución de agua potable.

Sin embargo, estas normas deben de ajustarse a las necesidades del lugar, a sus posibilidades físicas, económicas y sociales. En el municipio de La Paz, el uso principal del agua es el doméstico, con usos complementarios de tipo comercial y público y, mínimo uso industrial. Tales aspectos, así como las altas pérdidas de agua que en la realidad se tienen en los sistemas de agua potable dentro de la República Mexicana (promedio estimado del 40%) antes de ser vertidas las aguas al sistema de alcantarillado, influyen en el área de estudio, donde el mismo uso del agua y la cultura al respecto, hacen que los niveles de descarga a la red sean menores a lo que recomiendan las normas. Por lo anterior se considera aceptable la dotación y aportación de proyecto asignada.

d) Gasto de Aguas Sanitarias

Para fines de diseño de un sistema de alcantarillado sanitario, normalmente se considera el gasto medio afectado por los coeficientes de variación y de previsión, dando origen al gasto máximo extraordinario.

El coeficiente de variación, establecido por Harmon, considera la variación máxima instantánea del gasto medio en función al tamaño de la población. Para una población mayor a 182,250 habitantes este coeficiente se considera constante e igual a 1.80. El coeficiente de previsión, prevé un margen de seguridad por los excesos en las aportaciones que pueda recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias o bien negras, producto de un crecimiento demográfico "explosivo", este coeficiente de seguridad se considera normalmente de 1.5.

Es aceptable para un sistema de alcantarillado sanitario (separado) la utilización de los coeficientes de variación y previsión antes señalados. Sin embargo, no se justifica en una red de alcantarillado combinado, que es el caso del área de estudio, pues los gastos asociados a la precipitación pluvial siempre son mucho mayores que los de origen sanitario.

Para el drenaje del área de estudio, en lo que concierne al gasto de aguas residuales se considera apropiado diseñar bajo el siguiente criterio:

- Para el dimensionamiento o revisión de la red de drenaje, considerar como gasto de aguas residuales el gasto medio sin afectarlo por coeficiente alguno.

En un sistema como el del presente estudio se adoptaría el coeficiente de variación solo para el dimensionamiento de equipos de bombeo en temporada de estiaje.

A continuación se tabula por zona los datos básicos asociados a la aportación de aguas de origen sanitario.

**TABLA IV.1
ÁREAS, POBLACIÓN Y GASTO SANITARIO POR ZONAS**

ZONA	Área tributaria (Has.)			Población Proy. (hab)	Agua sanit.
	Total	No urbana	Urbana		Q med (lps)
Área de estudio, al poniente de carretera	586.3	160.8	425.5	106,375	182.2
Área al oriente de carretera	1,470.0	1,299.2	170.8	42,700	73.1
TOTAL	2,056.3	1,460.0	596.3	149,075	255.3

Para el área oriente de la carretera, cuyo proyecto no se incluye en este trabajo, cabe recalcar que se puede inferir que se interceptaran las aportaciones sanitarias a través de los conductos, construidos y en proceso de construcción, sobre las vías del FFCC México – Texcoco; más sin embargo, desde el punto de vista pluvial, no se debe perder de vista que, dentro de este documento se analizan los posibles excedentes pluviales hacia el área de proyecto (poniente de la carretera), con el planteamiento de algunas alternativas para captar los mismos.

Para la zona del proyecto, los gastos mencionados pueden ser desalojados parte a gravedad y parte a bombeo, en este documento se analizan las alternativas que conllevan a la mejor solución.

IV.2 APORTACIÓN DE AGUAS PLUVIALES, PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.

a) Tiempos de ingreso.

Corresponden a lo que tarda el agua pluvial desde el punto más alejado del área de aportación al tramo de subcolector o colector que se pretende revisar o diseñar.

Por las características topográficas y de suelo en el área de estudio, donde se esperan tiempos grandes de retención y de escurrimiento sobre las redes de atarjeas, se proponen, para fines de cálculo de gastos y diagnóstico de la red primaria de drenaje combinado, tiempos de ingreso de 60 minutos en cabezas de colector y de 45 minutos en tramos intermedios.

b) Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración en cada tramo de análisis se calcula como la suma del tiempo de ingreso más el tiempo de recorrido dentro de los conductos, por la ruta donde éste último es mayor.

El tiempo de recorrido será el tiempo que tarde en llegar el flujo hasta el punto considerado una vez que ha llegado al conducto colector. Para el caso de tiempos de recorrido en conductos y cauces artificiales (canales, tuberías, herraduras, etc.) este tiempo se podrá evaluar también como:

$$tr = \frac{L}{3600 \cdot V} \quad (4.1)$$

donde:

tr = Tiempo de recorrido, en horas.

L = Longitud del conducto, en metros.

V = Velocidad media del flujo en el conducto o cauce, en mts/seg.

La velocidad media del flujo en conductos artificiales se valorará, con la formula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \left(Rh^{2/3} \right) \left(S^{1/2} \right) \quad (4.2)$$

donde:

V = Velocidad media del flujo en el conducto, mts/seg.

n = coeficiente de rugosidad del conducto, adimensional.

Rh = Radio hidráulico del conducto, en metros.

S = Pendiente geométrica del ducto, adimensional.

c) Coeficiente de escurrimiento.

Relaciona el volumen de lluvia escurrido sobre el volumen total llovido. En la definición de los coeficientes de escurrimiento, es común utilizar los valores recomendados por diversas publicaciones de hidrología urbana, que son función del uso actual y futuro del suelo, siendo los más comunes los siguientes:

TABLA IV.2 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO SEGÚN EL USO DEL SUELO

TIPO DEL ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
Zonas Comerciales:		
Zona Comercial	0.75	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas Residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casa habitación	0.50	0.70
Zonas Industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques.	0.10	0.25
Campos de juego.	0.20	0.35
Patios de Ferrocarril.	0.20	0.40
Zonas Suburbanas.	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos.	0.75	0.95
Techados.	0.75	0.95
Suelos o Praderas:		
Arenosos en pendiente plana (hasta el 2%)	0.05	0.10
Arenoso en pendiente media (entre el 2% y el 7%)	0.10	0.15
Arenoso en pendiente escarpada (mayor al 7%)	0.15	0.20
Arcilloso en pendiente plana (menor al 2%)	0.13	0.17
Arcilloso en pendiente media (entre el 2% y el 7%)	0.18	0.22
Arcilloso en pendiente escarpada (mayor al 7%)	0.25	0.35

Estos coeficientes implican la definición a detalle del uso del suelo en cada área de aportación de la infraestructura a diseñar; resulta sencillo el cálculo ponderado de un coeficiente cuando se pretenden diseñar obras puntuales o locales, como un cruce, un tramo de alcantarilla, el drenaje local de una vialidad, etc.

Sin embargo, la ponderación de los coeficientes de la tabla anterior se complica en el diseño o revisión de una extensa red de drenaje como lo es el caso del presente estudio. Dada la uniformidad del uso de suelo en la localidad en estudio, se considera una ponderación de las zonas de aportación al poniente y al oriente de la carretera Federal México – Texcoco. Resultan los siguientes usos del suelo, coeficientes de escurrimiento, áreas asociadas y coeficientes ponderados:

TABLA IV.3 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO PONDERADOS

Uso del Suelo	Al oriente de la carretera			Al poniente de la carretera		
	Area Drenada A (Has)	Coefficiente escurrimiento C	Producto C x A	Area Drenada A (Has)	Coefficiente escurrimiento C	Producto C x A
Habitacional	139.91	0.60	83.95	246.05	0.60	147.63
Industria Espaciada	-	0.65	-	53.13	0.65	34.53
Campos de Juego	-	0.28	-	72.00	0.28	20.16
Calles Asfaltadas	16.33	0.82	13.39	28.72	0.82	23.55
Calles sin pavimento	14.56	0.15	2.18	25.60	0.15	3.84
Suelos o praderas. (med. Y escarpadas.)	1,299.2	0.25	234.80	160.8	0.25	40.20
SUMA	1,470.0		424.32	586.30		269.91
Coefficiente ponderado		0.29			0.46	

Así se adopta un coeficiente de escurrimiento de 0.29 en la parte oriente y 0.46 en la parte poniente en que se encuentra el área del proyecto.

d) Intensidad de Lluvia

La obtención de este parámetro de diseño esta apoyado en los resultados del análisis estadístico que antecede, considerando la ecuación asociada a la estación de Los Reyes – La Paz.

La duración que se considera en la definición de la intensidad de lluvia corresponde al tiempo de concentración total en el tramo de colector que se analiza; el periodo de retorno analizado es de 5, 3 y 1.5 años.

e) Criterio para definir el gasto de aguas pluviales

En la revisión de la infraestructura existente y del proyecto de la red primaria de drenaje combinado, se utilizan paralelamente los métodos racional americano y del hidrograma unitario triangular (HUT), métodos comúnmente aceptados. Con el método del HUT resultan gastos más cercanos a la realidad, al considerar el efecto del defasamiento de los hidrogramas asociados a cada tramo de análisis.

• Método Racional Americano

El gasto de aguas pluviales se calcula como:

$$Q = KCiA = 0.00278 \cdot CiA \quad (4.3)$$

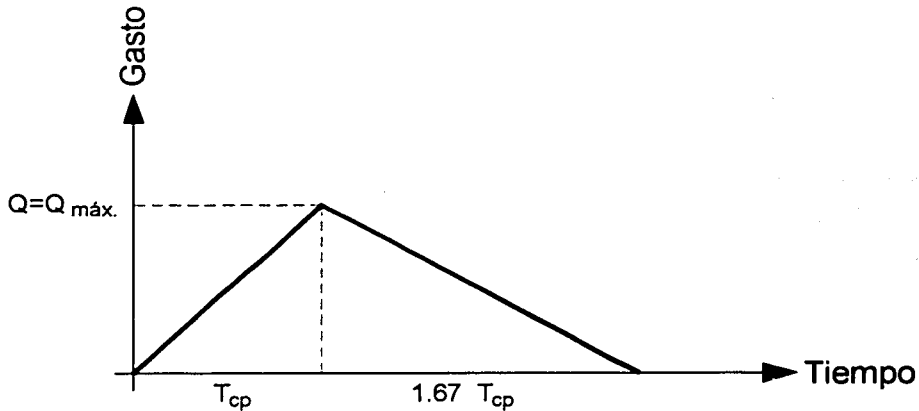
Donde para el factor de K consignado:

- Q = Gasto de aguas pluviales en m^3/s
- C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional.
- i = Intensidad de lluvia, en $mm/hora$, se calcula como $(hp/tc) \times 60$, siendo tc el tiempo de concentración en minutos.
- A = Área de aportación en hectáreas.

Las variables tramo a tramo son, la intensidad como función del tiempo de concentración y el área de aportación acumulada al tramo analizado.

- **Método del Hidrograma Unitario Triangular (HUT)**

Considera que la lluvia traducida a escurrimiento directo se comporta, por cada tramo de colector analizado, de la manera siguiente:



donde:

- Q = Gasto máximo presentado en el tramo analizado, en m³/s.
 T_{cp} = Tiempo de concentración propio de cada tramo, correspondiente al tiempo de ingreso al tramo analizado.

El área encerrada por el hidrograma corresponde al volumen de agua llovida, que se calcula como:

$$V_{LL} = \left(\frac{i \times T_{cp}}{1,000} \right) \times (A_p \times 10,000) \times C \quad (4.4)$$

Siendo:

- V_{LL} = Volumen llovido dentro de área tributaria del tramo analizado en m³.
 i = Intensidad de lluvia, en mm/hora, calculada para el tiempo de concentración total (o acumulado) al tramo de interés, considerando la ruta con mayor tiempo de recorrido.
 T_{cp} = Tiempo de concentración propio al tramo analizado, en horas.
 A_p = Área de aportación propia al tramo analizado, en hectáreas.
 C = Coeficiente de escurrimiento adimensional.

De la misma figura del HUT, puede calcularse el gasto asociado al tramo analizado como:

$$Q = \frac{2V_{LL}}{2.67 \times T_{cp} \times 3600} \quad (4.5)$$

donde:

Q = Gasto propio generado para el tramo analizado, en m^3/seg .
 V_{LL} y T_{cp} = Parámetros ya definidos en m^3 y horas respectivamente.

Para la definición del gasto máximo, se calculan los hidrogramas del tramo analizado y de todos los tramos tributarios aguas arriba, mismos que se dibujan o calculan defasados en un tiempo igual al de recorrido entre tramo y tramo para cuando estos son consecutivos y sin defasamiento cuando son concurrentes.

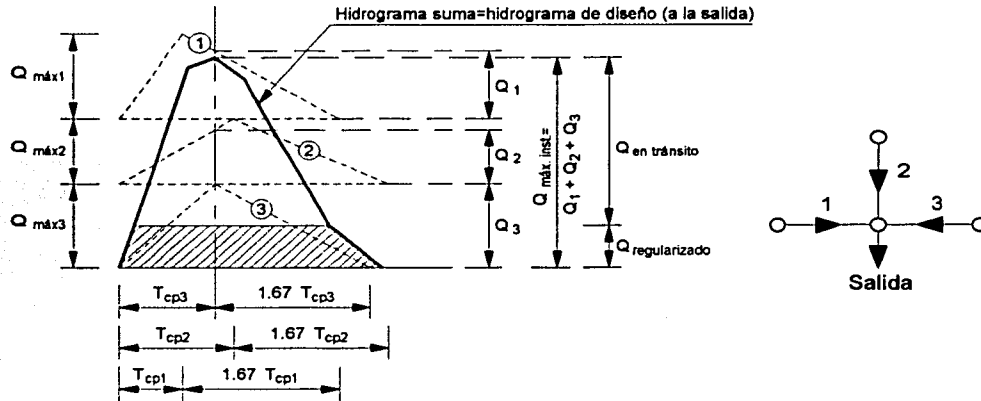
Una vez dibujados los hidrogramas del tramo analizado y de los tramos tributarios, se suman sus ordenadas resultando de tal suma el hidrograma de diseño; la mayor ordenada resultante corresponde al gasto de diseño del tramo en cuestión.

En la figura IV.1 se esquematiza la superposición de hidrogramas de diseño cualquiera que sea el método con el que se haya determinado el hidrograma base de cada tramo.

Superposición y Suma de Hidrogramas

Es conveniente aclarar, que en algunos casos, para los tramos de colector próximos a la descarga, suele presentarse un gasto menor con el método racional que con el hidrograma unitario triangular. Esto debe atribuirse a que con el método del HUT, la intensidad en cada tramo se obtiene con los tiempos de concentración parciales calculados tramo a tramo, mientras que para el método racional, la intensidad resulta menor, pues corresponde al tiempo de concentración acumulado al tramo analizado, afectando por igual al área de aportación de todos los tramos analizados.

- **Colectores concurrentes**, cuando 2 o más tramos confluyen a un mismo punto: si se presenta esta opción, se considera que los colectores empiezan a contribuir con el gasto simultáneamente. Para este caso, los hidrogramas de cada tramo se superponen iniciando su ascenso al mismo tiempo.



- **Colectores consecutivos**, cuando un tramo descarga en serie a otro aguas abajo: se considera que la subcuenca aguas arriba comienza a aportar una vez transcurrido el tiempo de recorrido del tramo receptor. Por tal razón, el hidrograma se sumará a partir del tiempo de recorrido del tramo próximo aguas abajo.

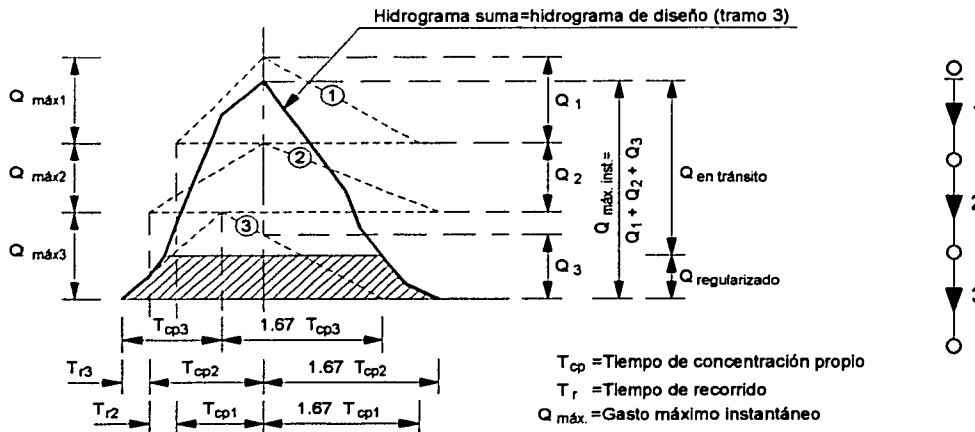


FIGURA IV.1 Superposición y Suma de Hidrogramas

IV.3 CRITERIOS DE ANÁLISIS HIDRÁULICO.

El análisis hidráulico, para revisión de la capacidad o dimensionamiento de la red primaria de subcolectores y colectores se realiza en forma paralela a la definición del gasto máximo instantáneo de aguas pluviales, pues las velocidades que se obtienen en cada conducto dependen de los tiempos de recorrido sobre el mismo y los tiempos de concentración sobre los tramos situados aguas abajo del ducto analizado.

Para este análisis se utiliza la fórmula de Manning, bajo la hipótesis del flujo uniforme, salvo excepciones que ameritan el análisis como flujo a presión, donde la fórmula es la misma, solo que la pendiente corresponde a la línea piezométrica de flujo, la fórmula de Manning es:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad (4.6)$$

donde:

- n Coeficiente de rugosidad que vale 0.013 para concreto.
(para tubería existente, se utiliza el valor de 0.014)
- r Radio hidráulico de la sección, en mts
- S pendiente de la tubería
- V Velocidad media de agua, en m/s.

En términos de gasto o capacidad hidráulica:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad (4.7)$$

donde:

- A = Área hidráulica del conducto.
- Q = Gasto o capacidad hidráulica del conducto
- Para un tubo completamente lleno, $r = D/4$.

Se inicia el análisis con la identificación de cada subcolector y la definición de sus áreas de aportación, tiempo de ingreso y población tributaria.

El análisis hidráulico, incluyendo el cálculo de gastos por subsistema o colector, se realiza con apoyo de una tabla de cálculo realizada ex profeso, según podrá verse en la tabla IV.4.

En dicha tabla se realiza el cálculo organizando la información de acuerdo con la secuencia que sigue el procedimiento de cálculo:

1. En las primeras columnas se identifica al tramo, iniciando con el primer punto aguas arriba de toda la conducción. Seguir tal orden obedece a que los resultados de cada tramo servirán para definir algunos aspectos del siguiente tramo y así sucesivamente.

Además, a cada tramo corresponde una área de aportación o de influencia, a partir de la cual se definirá el caudal generado y su población tributaria.

De la misma forma, a cada tramo le corresponde un tiempo de concentración propio, que se determina a partir del área de influencia y las características topográficas de la misma. El tiempo de concentración acumulado corresponde a la suma acumulada de los tiempos de concentración inicial más el de recorrido del agua a través del conducto hasta el tramo en cuestión.

2. En lo que se puede definir como una segunda parte de la tabla, se encuentra el cálculo de la intensidad de lluvia y la definición de los coeficientes de escurrimiento del área de influencia; La primera, es decir la intensidad de lluvia, se calcula a partir de la fórmula determinada en el análisis estadístico, siendo función del periodo de retorno de análisis y de la duración, que en este punto es el tiempo de concentración acumulado. Para el cálculo del volumen escurrido se utiliza un coeficiente de escurrimiento ponderado, que se determina con los distintos coeficientes que participan hasta el tramo en cuestión.
3. Una parte importante de los cálculos realizados en el análisis es lo que corresponde a la determinación de los caudales de aportación. Se determina el caudal por tramo y se hace la acumulación mediante la suma de hidrogramas para conocer el caudal máximo instantáneo, al que se le suma el gasto sanitario.

Cabe observar que en general, el gasto de origen sanitario resulta prácticamente despreciable al compararlo con el gasto pluvial.

En la hoja de cálculo utilizada se realiza una comparación entre el caudal determinado a partir del volumen llovido (que a su vez se determina a partir del hidrograma unitario triangular) y el calculado con el método racional, sin embargo tal comparación se hace internamente y solo en caso de que este último resulte mayor se tiene algún comentario.

4. A continuación se tienen los datos de la tubería a partir de los cuales se determinan, la velocidad y capacidad del conducto así como el tiempo de recorrido que se asocia a dicha velocidad.

Evidentemente, es en ésta parte donde se realiza la comparación entre el gasto que puede pasar por la tubería y el gasto calculado para el periodo de retorno y área de análisis, lo cual se verifica en la columna final de observaciones.

A partir de lo último, se determinan las condiciones de funcionamiento de cada tramo y su eventual insuficiencia.

En todos los casos el resultado del análisis hidráulico se debe observar considerando las recomendaciones que establecen las normas en lo referente a velocidades máximas o mínimas, lo cual a su vez involucra con las características de instalación de las tuberías respecto a la topografía del lugar. Considerando tales criterios se van proponiendo las profundidades de instalación de las tuberías, procurando siempre la facilidad y el menor costo de construcción.

Así, para cada uno de los colectores o subcolectores analizados se genera una hoja (con tantos tramos como se definan) que corresponde al análisis para un periodo de retorno. Cabe recordar que de acuerdo con los objetivos planteados para este trabajo, se optó por no incluir todos los análisis efectuados.

Tabla IV.4

PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO (RED PRIMARIA) EN EL SALADO, LOS REYES LA PAZ, EDO. DE MÉXICO

HOJA DEL CALCULO HIDRÁULICO
REVISIÓN DEL COLECTOR PARALELO A LAS VÍAS DE F.F.C.C. (DESCARGA AL RÍO DE LA COMPAÑÍA)

LA REVISIÓN INCLUYE TODAS LAS ÁREAS EN CONDICIONES ACTUALES

DATOS BÁSICOS DE LA REVISIÓN:

PERIODO DE RETORNO = 3 años

DENSIDAD DE POBLACIÓN = 250 hab/ha

APORTACIÓN = 148 lt/hab/día

n de Manning = 0.013

TRAMO	AREA	POBLA	T CONCENT(min)		INTENS. I (mm/hr)	COEF ESC PROP	Q PLUV TRAMO (m ³ /s)	Q PLUV ACUM. (m ³ /s)	Q RESID MEDIO m ³ /s	GASTO MAXINST M ³ /s	DATOS TUBERIA		DATOS HIDRAULICOS REALES				T. REC CALC. (min)	OBSER
	PROPIA	ACUM	Tc	Tcp							Diám (m)	Pendiente (s)	TIRANTE Y (m)	Vreal (m/s)	Qreal (m ³ /s)	LONG. (m)		
	(HAS)	(HAB)	TOTAL	PROPIO														
1	260.93	983	38.3	38.3	37.05	0.29	5.885	5.885	0.002	5.887	1.83	0.00500	1.115	3.48	5.843	160.0	0.77	O. K.
2	2.00	1,483	39.1	38.3	36.62	0.46	0.070	5.954	0.003	5.957	1.83	0.00500	1.124	3.49	5.913	160.0	0.76	O. K.
3	113.12	7,820	39.8	38.3	36.21	0.30	2.537	8.431	0.013	8.444	1.83	0.00500	1.488	3.68	8.431	320.0	1.45	O. K.
4	3.10	8,595	41.3	38.3	35.45	0.46	0.105	8.531	0.015	8.546	1.83	0.00500	1.510	3.68	8.545	372.0	1.68	O. K.
5	230.97	12,303	43.6	31.4	34.63	0.29	4.875	12.326	0.021	12.347	1.83	0.00500	1.830	3.23	8.494	380.0	1.96	INSUFIC
6	227.86	27,013	44.9	31.4	33.73	0.29	4.648	15.876	0.046	15.922	1.83	0.00500	1.830	3.23	8.494	128.0	0.66	INSUFIC
7	2.75	27,705	45.6	31.4	33.44	0.46	0.088	15.943	0.047	15.990	1.83	0.00500	1.830	3.23	8.494	255.0	1.32	INSUFIC
8	124.40	35,795	46.9	21.9	32.89	0.29	2.508	17.128	0.061	17.190	1.83	0.00500	1.830	3.23	8.494	348.0	1.80	INSUFIC
9	1.44	36,155	48.7	21.9	32.17	0.46	0.044	17.154	0.062	17.216	1.83	0.00500	1.830	3.23	8.494	80.0	0.41	INSUFIC
10	207.66	45,195	49.1	20.9	32.01	0.30	4.086	19.289	0.077	19.366	1.83	0.00500	1.830	3.23	8.494	307.0	1.58	INSUFIC
11	331.25	51,558	50.7	27.2	31.42	0.29	6.305	24.020	0.088	24.108	1.83	0.00200	1.830	2.04	5.372	284.0	2.32	INSUFIC
12	0.00	51,558	53.0	27.2	30.60	0.29	0.000	24.020	0.088	24.108	1.83	0.00136	1.830	1.68	4.430	244.5	2.42	INSUFIC
13	43.70	62,483	55.4	27.2	29.81	0.46	1.247	24.891	0.107	24.998	1.83	0.00136	1.830	1.68	4.430	406.7	4.02	INSUFIC

Observaciones:

- Se observa que el conducto no tiene capacidad para el periodo de retorno analizado.
- En la etapa de proyecto ejecutivo se determinó la capacidad de los conductos con respecto al gasto en tránsito, que resulta de descontar al gasto máximo que se muestra, el gasto que corresponde al volumen que se retiene dentro de la tubería.

Resumiendo, se seleccionaron los principales ductos de cada subsistema en forma individual y se obtuvieron sus características de longitud, pendiente y diámetro. Enseguida se calculó por tramo el área de aportación definida en base a la topografía de la zona y a la red secundaria de recolección identificada en los planos de red existente.

Con los datos anteriores y los parámetros básicos definidos con antelación, se procedió al cálculo de los gastos máximo y en tránsito para cada tramo, así como al cálculo de capacidad de cada ducto, y se definió si ésta última es o no suficiente ante los gastos calculados. El gasto en tránsito es aquel que resulta de considerar el efecto regulador que tiene la tubería y se determina a partir del volumen de agua que implica el funcionamiento de los ductos (a partir de los diámetros, longitudes y tirantes de funcionamiento en las tuberías).

Desde el punto de vista hidráulico, la capacidad se obtiene considerando las condiciones de operación de cada tramo, presentándose los siguientes casos:

- a) Conducto trabajando a superficie libre, situación definida por el tirante normal tanto para el tramo analizado como para el tramo que se encuentra aguas abajo; si el nivel del tirante no ahoga al tramo analizado, implica el funcionamiento a superficie libre. Por lo regular el análisis de capacidad se realiza bajo la hipótesis de flujo establecido, hipótesis comúnmente aceptada en un sistema de alcantarillado, calculando el tirante normal asociado al gasto de diseño y a la geometría del ducto, aunque cabe aclarar que, cuando existen fuertes cambios de pendiente en la plantilla, el flujo puede cambiar a gradualmente variado, más mientras no se presente el ahogamiento del tubo, puede garantizarse que este trabaja a superficie libre.
- b) Conducto trabajando a presión. Situación presente cuando el nivel del tirante del agua del tramo aguas abajo ahoga al tramo analizado, ya sea por que el tramo analizado se encuentre en contra pendiente o porque la clave se encuentre a un nivel inferior del tirante del tramo aguas abajo.

Es importante comentar que la forma de operación de un tramo queda regido por el tramo o los tramos localizados aguas abajo. Así, puede existir un tramo que desde el punto de vista geométrico (diámetro y pendiente de plantilla), cuente con capacidad para conducir los gastos de diseño e incluso pueda trabajar a superficie libre, más sin embargo, regidos por la incapacidad de algún tramo aguas abajo éste opere actualmente a presión e incluso con capacidad reducida. Siendo el caso, a nivel diagnóstico se procede a descubrir el problema, aunque su capacidad se indica previendo que se solucione la deficiencia aguas abajo.

IV.4 DATOS BÁSICOS

Se calculan los gastos para tres diferentes períodos de retorno o recurrencia que son 5, 3 y 1.5 años, entendiéndose como período de retorno de un evento hidrológico, al número de años en que, en promedio se presenta dicho evento por lo menos una vez; se conoce también como intervalo de recurrencia o frecuencia.

De acuerdo a las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua en cuanto al período de retorno para diseño o revisión de un drenaje pluvial, este se debe ubicar entre

cinco y diez años. Para fines de revisión en el presente estudio se adopta como máximo un período de retorno de hasta 5 años.

Como quedo definido en los alcances de este estudio, y por las características topográficas mismas del lugar, las áreas de aportación a la infraestructura localizada en la zona de El Salado, incluyen el escurrimiento de áreas no urbanizadas, localizadas al norte de dicha zona, así como áreas localizadas al oriente de la carretera México-Texcoco.

Cabe mencionar que, paralelo a esta vialidad (y a las vías del ferrocarril) existe un colector de reciente construcción que intenta dar alivio (parcial, pues no es suficiente según se verá posteriormente) a la zona urbana en estudio. En base a la idea de tener una intercepción de los escurrimientos de la zona oriente, los análisis del funcionamiento actual no consideran la incorporación de dichas áreas.

Para el caso de las áreas localizadas al norte de la zona urbanizada, la situación es semejante, aunque en este caso, será producto del planteamiento de las alternativas de solución, el conocer el conducto por el que se dará salida a las aguas que ahí se generen.

También resultando del diagnóstico, se hace evidente la incapacidad de la infraestructura existente pues, además, en la parte norte de la zona urbanizada, la infraestructura de drenaje pluvial prácticamente no existe.

Por tal razón (pues como ya se ha descrito, los gastos de aguas pluviales dependen del tiempo de concentración, el mismo que a su vez depende del tiempo de recorrido dentro de la infraestructura, tiempo que es función de la geometría de cada conducto), el diagnóstico de la red existente se realiza sin considerar las áreas de adaptación localizadas al norte de la zona de proyecto. Lo anterior en el supuesto de que tales aportaciones serán canalizadas, y consideradas en los análisis, por la infraestructura de proyecto.

A continuación, en la tabla IV.5 se presentan los datos básicos del sistema analizado, donde se desglosan para los dos puntos de descarga que se identifican, es decir: para el colector Degollado – Río San Joaquín y el colector vías del ferrocarril. Cabe mencionar que los nombres de los principales conductos se definen en este estudio, en función del nombre de la calle o calles por las que estos se localizan.

TABLA IV.5 DATOS BÁSICOS DE DIAGNOSTICO POR SISTEMA.
Función del periodo de retorno (Tr) en años.

Concepto	Unidad	Sistema Degollado – Río San. Joaquín			Sistema Vías del ferrocarril		
		Tr = 1.5	Tr = 3.0	Tr = 5.0	Tr = 1.5	Tr = 3.0	Tr = 5.0
Área de aportación	ha	390.02			1,549.18		
Aguas de Origen Sanitario:							
Población servida	habs.	97,505			62,483		
Aportación	Lt/hab/d	148			148		
Gasto medio	m ³ /seg	0.167			0.107		
Aguas de Origen Pluvial:							
Altura de precipitación a la salida	mm	27.55	34.51	40.69	23.58	29.52	34.84
Tiempo de concentración a la salida	minutos	95.32	95.32	95.22	59.42	59.42	59.42
Intensidad de lluvia a la salida	mm/hra	17.34	21.72	25.64	23.81	29.81	35.18
Coefficiente de escurrimiento	adim.	0.46			0.30		
Gasto máximo (pico) de agua pluvial	m ³ /seg	8.582	10.745	12.689	19.884	24.891	29.375
Gasto máximo, sanitario y pluvial.	m ³ /seg	8.749	10.912	12.856	19.991	24.998	29.478

Nota: Los datos consignados no consideran las áreas de aportación de la zona no urbana del norte del área de proyecto, pues dada la insuficiencia de la red actual, las aportaciones de ésta serán emitidas con la infraestructura de proyecto.

En los datos básicos que anteceden, el valor de los tiempos de concentración, intensidad y gasto son a la salida, correspondiendo tales valores a los calculados para las condiciones de infraestructura actual (diagnóstico), considerando la eventual operación a presión de algunos tramos del colector principal.

Al incorporar nueva infraestructura, los tiempos de recorrido llegan a sufrir modificaciones, que a su vez modifican el valor de la intensidad y gasto máximo, los valores modificados se presentan dentro de los capítulos asociados a la planeación y proyecto ejecutivo.

V.- PLANEACIÓN DEL SISTEMA.

V.1 DIAGNOSTICO DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.

V.2 ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.

V.3 SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN.

V.- PLANEACIÓN DEL SISTEMA

En el plano 1 se presenta la infraestructura existente, así como la indicación de las características de funcionamiento actual, es decir, la capacidad existente de los conductos como función al periodo de retorno.

V.1 DIAGNOSTICO DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.

Como se puede ver en el plano 1, se identifican:

-Ductos con capacidad de conducción para las aguas pluviales generadas con un periodo de retorno de 5 años o más.

-Ductos con capacidad de conducción para las aguas pluviales generadas con un periodo de retorno de 3 años o mayor, pero menor a 5 años.

-Ductos con capacidad de conducción para las aguas pluviales generadas en un periodo de retorno de 1.5 años o mayor pero menor a 3 años.

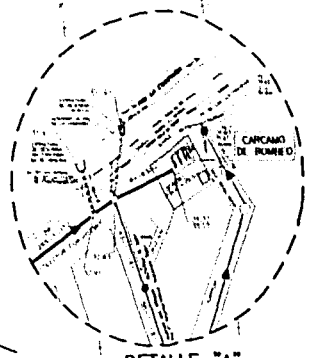
-Ductos con capacidad de conducción para las aguas pluviales generadas con un periodo de retorno menor a 1.5 años.

Tal y como también fue comentado, cabe destacar que la forma de operación de un tramo queda regido por el tramo o los tramos localizados aguas abajo. Así puede existir un tramo que desde el punto de vista geométrico (diámetro y pendiente de plantilla), cuente con capacidad para conducir los gastos de diseño e incluso pueda trabajar a superficie libre, más sin embargo, regidos por la incapacidad de algún tramo aguas abajo, éste opere actualmente a presión e incluso con capacidad reducida. Siendo el caso, a nivel de diagnóstico se manifiesta el problema, más también se determina su capacidad, previendo se solucione la deficiencia aguas abajo.

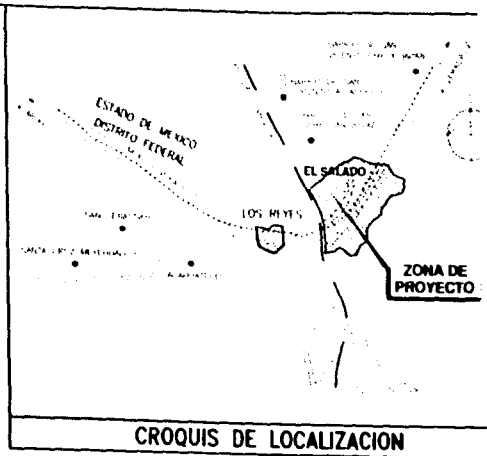
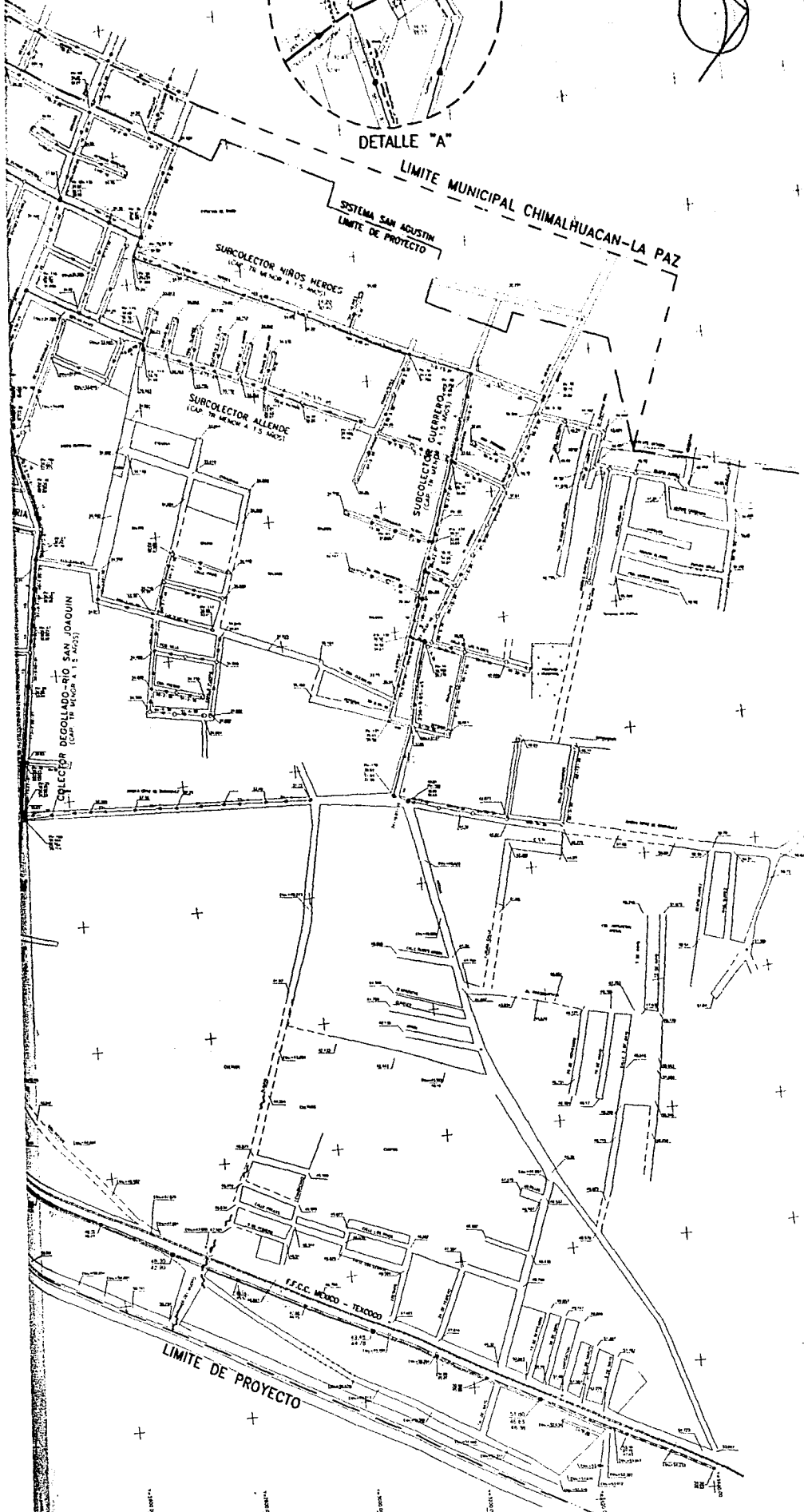
A continuación se hace una descripción simultánea de la infraestructura pluvial del sistema, así como de las deficiencias observadas.

PLANTA GENERAL

ESCALA GRÁFICA 1:4000



DETALLE "A"



CROQUIS DE LOCALIZACION

SIMBOLOGIA:

LIMITE DE PROYECTO	---
LIMITE MUNICIPAL	---
No. DE POZO DE VISITA (SOLO LOS SONDEADOS)	115
ELEVACION DE BROCA	34.84
ELEVACION DE PLANTILLA EN TUBO DE LLEGADA	32.69
ELEVACION DE PLANTILLA A LA SALIDA	32.42
POZO IDENTIFICADO EN CAMPO	●
POZO NO IDENTIFICADO EN CAMPO	○
POZO DE VISITA CON CAIDA ADOSADA	●
POZO DE VISITA CON CAIDA LIBRE	○
NUMERO DE TRAMO DE ANALISIS	10
SENTIDO DE ESCURRIMIENTO	→
LONGITUD(mts) - PENDIENTE(mas) - DIAMETRO(cms)	109-1.1-61
ELEVACION CRUCERO	34.84
CALLE Y NOMBRE	LOS CELOSOS
PARAMENTO	—
VAS DE F.F.C.C.	—

SIMBOLOGIA SEGUN FUNCIONAMIENTO ACTUAL

Capacidad para Tr = 5 años	---
Capacidad para Tr = 3 años	---
Capacidad para Tr = 1.5 años	---
Capacidad para Tr menor a 1.5 años	---

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

NOTAS:

- Las elevaciones están dadas en metros sobre el nivel medio del mar. Para referir las elevaciones sumar 2200 a las indicadas en este plano.
- La planimetría y altimetría, así como el sondeo de pozos corresponden a los trabajos de campo.
- La cobertura de la red de alcantarillado se definió a partir de recorridos a la zona de estudio.
- La red de alcantarillado que presenta este plano se conformó con los resultados arrojados por el sondeo de pozos y complementada con la red obtenida del plano de infraestructura existente que se encontró disponible.
- En el subcolector Usumacinta la pendiente de los tramos 6, 7 y 8 son tomados del proyecto existente. Los pozos que conforman tales tramos no se encontraron.
- El subcolector río Pánuco es analizado con datos de pendiente y diámetro tomados del proyecto existente.
- La pendiente del tramo 1 del subcolector Candelaria se tomó del proyecto existente. Los pozos de dicho tramo no se localizaron.
- Los tramos 23, 24 y 25 del colector Cuauhtémoc se revisan con la pendiente consignada en el proyecto existente pues no se encontraron sus pozos.
- No se detectan en campo los pozos de los tramos 17 y 18 del subcolector Cuauhtémoc por lo que se define su pendiente a partir de la cota en su incorporación al colector Cuauhtémoc y el pozo 9 la cota en su llegada se calcula interpolando elevaciones entre los pozos sondeados del colector Cuauhtémoc.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON



TESIS PROFESIONAL
PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO
(RED PRIMARIA) EN EL SALADO, LOS REYES LA PAZ,
ESTADO DE MEXICO

INFRAESTRUCTURA EXISTENTE
Y DIAGNOSTICO

ESCALA
1:4000

ENSM
Fco. Javier Ayala Salazar

San Juan de Aragón
ENERO DE 2001

NO. DE PLANO
1

V.1.1 Sistema que descarga al cárcamo de bombeo existente (vía Colector Degollado – Río San Joaquín).

En el sistema se identifican 2 colectores importantes, los mismos que se denominan Colector Cuauhtémoc y Colector Degollado- Río San Joaquín.

El colector Cuauhtémoc se encuentra en la parte centro o baja del área de proyecto y corre en dirección oriente-poniente sobre la calle del mismo nombre hasta su incorporación al último tramo del otro colector mencionado (prácticamente en la incorporación al cárcamo de bombeo).

El colector Degollado - Río San Joaquín recorre las calles de las que toma su nombre (en lo que se podría definir como el límite norte de lo que se indica anteriormente como zona baja), hasta el cárcamo de bombeo, recibiendo las incorporaciones en forma de peine de la infraestructura localizada en la parte alta del área de estudio.

En general, toda la red primaria no tiene capacidad para conducir los gastos calculados para un período de retorno de 1.5 años pues, aunque se detectan tramos aislados y aun algunos subcolectores con capacidades mayores, éstas se ven reducidas por la capacidad detectada aguas debajo de tales tramos (véase plano 1).

Así, la situación que actualmente se identifica con este diagnóstico en cuanto al drenaje, es de insuficiencia, viéndose las capacidades actuales fácilmente rebasadas; de ahí las constantes inundaciones que solo se podrán subsanar con la ampliación de la capacidad de los colectores principales y aún de algunos secundarios.

Haciendo referencia al plano de diagnóstico, a continuación se describen las características del funcionamiento detectado para cada uno de los ductos de red primaria analizados, obedeciendo su descripción al sentido del flujo del agua, esto es, primeramente subcolectores y finalmente colectores.

Subcolector Usumacinta

Este subcolector va de oriente a poniente por la calle Usumacinta, dando vuelta hacia el norte por la calle Río Grande hasta incorporarse al colector Cuauhtémoc.

Antes que nada, hay que mencionar que para este subcolector, a lo largo de la calle Río Grande, buena parte de los pozos de visita se encuentran tapados por la carpeta asfáltica, por lo que, algunos datos (pendiente geométrica del tubo principalmente) se adoptaron del proyecto existente.

Este mismo caso se llegó a presentar en algunos tramos de otros ductos subcolectores y colectores; Siendo este el caso, ello se indica en el plano de red existente, por lo que, a partir de aquí salvo casos especiales, se omiten tales indicaciones.

El Subcolector Usumacinta presenta capacidad para un periodo de retorno de 1.5 años, presentando en uno de sus tramos pendiente negativa, lo que implica un funcionamiento parcial ahogado. Cabe destacar la presencia de tramos con capacidades hasta para 5 años de periodo de retorno, sin embargo, en el cálculo respectivo y debido a los tramos que no alcanzan tal capacidad, se presenta un ahogamiento que derrama aguas arriba.

Subcolector Independencia-1.

Corresponde al conducto que va sobre la calle del mismo nombre desde Guerrero hasta su incorporación al subcolector Zaragoza. Aunque su último tramo, antes de la descarga, tiene pendiente negativa se observa la posibilidad de que funcione ahogado (solo en tal tramo), aunque a una velocidad de 0.4 m/seg.

Subcolector Río Panuco.

Descarga al colector Cuauhtémoc y corre de norte a sur por la calle del mismo nombre. Tiene capacidad suficiente para los gastos asociados a un periodo de retorno de 5 años. Sin embargo, dada la magnitud de los gastos calculados se considera que no se presenta mayor problema con relación a la capacidad de este colector.

Subcolector Candelaria.

Corresponde al conducto que corre de norte a sur a partir de la calle Degollado y hasta la confluencia con el subcolector Las Flores. De los tres tramos en que se divide para su análisis, el segundo tiene pendiente negativa con respecto al sentido del flujo, sin embargo tolerando funcionamiento ahogado en dicho tramo se tiene capacidad suficiente para el gasto que se presenta con un periodo de retorno de 5 años. No obstante, dada la influencia del colector al que descarga (Candelaria), la capacidad es menor a 1.5 años.

Subcolector Independencia-Zaragoza-Cuauhtémoc.

El primer tramo se localiza en la calle Independencia, recorriéndola de norte a sur desde la calle Las Flores hasta el punto en que confluye el subcolector Independencia 1 en la calle Zaragoza; de aquí da la vuelta al poniente para seguir sobre la misma calle, hasta la calle F. I. Madero, por la cual toma hacia la derecha para incorporarse finalmente a la calle Cuauhtémoc.

El Subcolector Cuauhtémoc es paralelo al colector del mismo nombre, hasta la calle Río Grande, punto en el que se incorpora al citado colector.

Visto el subcolector referido como un solo conducto, no tiene capacidad suficiente para un periodo de retorno de 1.5 años, sin embargo, los subcolectores Independencia y Zaragoza si presentan tal capacidad (para $T_r = 1.5$ años), más sin embargo, al estar estos hacia aguas arriba, su funcionamiento se ve restringido por lo que sucede en el subcolector Cuauhtémoc.

Subcolector San Vicente - Las Flores y colectores Candelaria y Cuauhtémoc.

Corresponde al conducto de mayor recorrido en la zona baja, y por facilidad de análisis se revisa como una sola línea colectora, adoptando los nombres que aquí se presentan según el recorrido. Recorre de norte a sur la calle de San Vicente hasta la calle Las Flores, donde da vuelta a la derecha adoptando de ahí su nombre, para posteriormente llegar a la calle Candelaria y dar vuelta a la izquierda hasta la calle Cuauhtémoc, por donde se continúa en dirección al cárcamo de bombeo, donde se le incorpora, en un tramo previo a su descarga, el colector Degollado - Río San Joaquín.

En su recorrido recibe las incorporaciones de los diversos subcolectores que se han presentado hasta aquí, como se puede ver en el plano de diagnóstico.

En general, debido a las bajas pendientes y diámetros, aunado a la existencia de tramos con contra pendientes, su capacidad es menor que la necesaria para un periodo de retorno de 1.5 años.

Subcolector Allende.

Pertenece a la red de lo que se identifica como la parte alta de la zona de estudio; subcolector que se incorpora al colector Degollado-Río San Joaquín. Presenta tramos importantes para su funcionamiento, con pendientes negativas, que ocasionan que no se tenga la capacidad suficiente para el periodo de retorno mínimo de 1.5 años.

Subcolector Guerrero-Niños Héroe.

Este subcolector recorre las calles de las que se adopta su nombre, recorriendo la primera en dirección oriente-poniente hasta la calle Niños Héroe, donde gira a la izquierda para seguir por ésta, hasta su incorporación al colector Degollado-Río San Joaquín. No se tiene capacidad suficiente para un periodo de retorno de 1.5 años, problema al que se suma la presencia de tramos en contra pendiente antes de su incorporación al colector.

Cabe mencionar que los subcolectores de la parte alta, aún sin considerar la incorporación de las aguas generadas al norte de la localidad (correspondientes a las zonas no urbanizadas que serán captadas con la infraestructura de proyecto), resultan escasos pues reciben áreas de aportación muy grandes.

Colector Degollado-Río San Joaquín.

Este colector recorre toda la zona de estudio de oriente a poniente e incluso, recibe incorporaciones de la red de drenaje de la zona localizada al oriente de la carretera México - Texcoco; este colector descarga sus aguas al cárcamo de bombeo existente y se puede decir, que corresponde a la división entre las zonas que aquí se denominan baja y alta. Recibe incorporaciones de los subcolectores que drenan la parte alta de la zona de proyecto.

En su inicio, salvo en un tramo de 89 metros, hasta la calle Josefa Ortiz de Domínguez, se presentan capacidades para conducir caudales asociados a un periodo de retorno de 5 años; sin embargo, las capacidades existentes de éste colector hacia aguas abajo de dicho punto, son menores a las necesarias para conducir un caudal de un periodo de retorno igual a 1.5 años (véase plano 1).

Colector Vías del FFCC.

Este colector es de reciente construcción, y se plantea como objetivo la interceptación de todas las aguas que, de la parte oriente de su trazo, escurren a la zona que enmarca este estudio. Su trazo es paralelo a las vías del ferrocarril México - Veracruz, ubicándose, casi en su totalidad, en el lado oriente de estas vías, salvo en su parte final, donde cruza a las mismas, para finalmente descargar a gravedad al Río de la Compañía. Sin embargo, como lo demuestra su revisión, solo alivia en forma parcial el problema, pues como se puede ver en el plano correspondiente, sus tramos iniciales si logran una

capacidad para un periodo de retorno de 3 y 5 años, pero aguas abajo, esta ya no es suficiente para el caudal calculado para un periodo de retorno de 1.5 años.

V.1.2 Conclusiones del Diagnóstico.

Del diagnóstico realizado a la red primaria de alcantarillado existente de la zona de El Salado, municipio de La Paz, Estado de México, puede destacarse lo siguiente:

- En muchos casos, la capacidad de los conductos que se analizan quedan referidos a un gasto que se presenta con una recurrencia menor o igual a 1.5 años.
- La infraestructura primaria que conforma el sistema en estudio, presenta graves carencias de capacidad para los gastos calculados, mismas que se explican, en algunos casos por el mal estado, es decir situaciones con pendientes negativas con relación al sentido del escurrimiento.
- Tramos insuficientes a los que confluyen uno o varios tramos situados aguas arriba, resultan verdaderos "cuellos de botella", pues aunque los tramos que confluyen tengan capacidad para drenar un gasto con recurrencias mayores a 3 o 5 años, su capacidad no puede ser aprovechada por el efecto de "remanso" que ocasiona el tramo insuficiente.
- Es importante diseñar conductos interceptores – colectores – emisores que capten, conduzcan y emitan las aguas pluviales generadas en la zona norte del área de estudio, así como en la parte oriente de la carretera federal México – Texcoco, ya que la infraestructura actual es insuficiente, insuficiencia que, aunada a la topografía del lugar hace de esta zona, una zona propicia de sufrir constantes encharcamientos. Lo anterior quedará solucionado hasta que se diseñen los conductos que permitan un refuerzo de los que actualmente existen.
- El diseño de los conductos interceptores antes referidos coadyuvará al mejor aprovechamiento de la infraestructura existente.
- La capacidad actual de la planta de bombeo denominada "El Salado" con 4 equipos de combustión interna, apenas llega a 1.5 m³/seg, contra un gasto actual superior a los 10 m³/seg, lo que hace necesario su diagnóstico, rehabilitación y ampliación. Este proyecto no es parte del presente trabajo.

Una vez concluido el diagnóstico de la situación actual del sistema de alcantarillado combinado de El Salado, se procede a plantear las posibles alternativas de solución a los problemas de insuficiencia detectados.

V.2 ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.

La capacidad de conducción que se pretende dar al sistema queda asociada a un periodo de 3 años. El planteamiento de alternativas parte de las siguientes consideraciones.

- a) Ante cualquier alternativa de solución que se plantee, el sistema debe tener capacidad para la intercepción y emisión de las aguas pluviales que se generan en la zona no urbana de la montaña y en la parte oriente de la carretera México - Texcoco y que influyen directamente sobre la infraestructura de la zona de proyecto.
- b) Debe buscarse sacar el mayor provecho de los desniveles topográficos de la localidad que, aunque en el área urbana son mínimos, pueden permitir la emisión de buena parte de las aguas pluviales por gravedad.

De acuerdo con lo anterior, el desarrollo de este capítulo se llevó a cabo en dos fases:

- 1) A manera de corroborar la factibilidad del proyecto y construcción, primeramente se consideró captar dentro de la zona de proyecto, además de las aguas pluviales propias del área urbana de la zona de estudio, las aguas de la zona norte y los excedentes del oriente (estos últimos estimados en 14.5 m³/seg, caudal ya disminuido de los 8.7 m³/seg que se pueden captar con el colector - interceptor del FFCC, de reciente construcción). Esta solución fue descartada pues implica la construcción de tuberías de grandes diámetros que, incluso, resultan superiores a los comerciales.
- 2) Como consecuencia de la opción anterior, se decidió sobre la conveniencia de interceptar las aguas pluviales excedentes de la zona oriente de la carretera, ya que, de dejarse escurrir, infieren directamente sobre el área de proyecto. Así la segunda fase del estudio, parte de considerar que, cualquier nueva alternativa debe prever el proyecto de un ducto interceptor (el mismo que se denomina colector 1), adicional al de reciente construcción (denominado Vías FFCC), con el cual se logre lo anterior. Ello da origen a las alternativas 1 y 2 que a continuación se describen.

Éstas dos alternativas plantean la intercepción de las aguas pluviales excedentes del oriente de la carretera (a través del denominado colector 1, que se traza paralelo a la carretera México-Texcoco, desde la calle Barranca del Muerto hasta su descarga en el río de la Compañía). Dicho colector no necesariamente resulta igual en ambas alternativas.

También se considera la posibilidad del drenado parcial de las aportaciones pluviales dentro del área de estudio por gravedad, previendo que el sitio de descarga para la zona a gravedad sea en el cruce del río de la Compañía con la calle río Usumacinta, a través de un colector - emisor, denominado colector No.2, que capte la mayor cantidad del agua que se genera en las partes altas al oriente del área a drenar. La diferencia entre las dos alternativas planteadas con tal principio, estriba en el área que puede captar el colector de proyecto No. 2, así como en el origen y trazo del mismo.

En la tabla V.1, se presenta un resumen de los datos básicos a nivel de planeación para la alternativa 1; La tabla VI.1 (ver en capítulo siguiente) se asocia a la alternativa 2 (llevada a proyecto ejecutivo). Estos datos básicos, llegan a sufrir ciertas modificaciones respecto a los considerados a nivel diagnóstico, dadas las variaciones que, con la nueva infraestructura se presentan en los tiempos de recorrido y de concentración.

**TABLA V.1 DATOS BÁSICOS DE ANÁLISIS
ALTERNATIVA 1**

CONCEPTO	UNIDAD	DESCARGA A GRAVEDAD			Cárcamo de bombeo
		Colector. Vías FCC	Colector 1	Colector 2	
Área de Aportación	ha.	455.04	1,019.14	96.64	456.28
Aguas de Origen Sanitario					
Población Servida	habs.	27,568	34,915	24,160	73,868
Aportación	lt/hab/día	148	148	148	148
Gasto Medio	m3/seg	0.047	0.060	0.041	0.127
Aguas de origen pluvial					
Precipitación (a la salida)	Mm	29.26	25.58	34.19	32.66
Tipo de concentración (a la salida)	Minutos	58.49	45.37	93.47	88.79
Intensidad de Lluvia	mm/hra.	30.02	33.83	21.95	22.07
Coefficiente de escurrimiento		0.32	0.29	0.46	0.46
Gasto máximo pluvial	m3/seg	9.407	21.179	2.201	11.498
Gasto máximo (sanitario y pluvial)	m3/seg	9.454	21.239	2.243	11.624

El drenado de la zona de proyecto que habrá que descargarse al río de la Compañía por bombeo, se colecta y descarga al cárcamo a través del ducto de proyecto denominado colector No. 3.

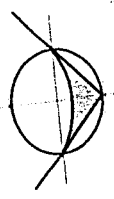
A continuación se describen las alternativas de solución propuestas, las cuales, se diferencian, por la modificación del trazo de la red primaria de la zona alta y por el trazo y el área cubierta por el colector con descarga a gravedad al río de la Compañía.

ALTERNATIVA 1

El trazo para el colector 2, propuesto en "bayoneta", inicia en la calle de Degollado en el cruce con la calle Independencia, proponiéndose el siguiente trazo:

CALLE	DE	A	DIRECCIÓN
Degollado	J. O. Domínguez	F.I. Madero	E-W
F.I. Madero	Degollado	Morelos	N-S
Morelos	F.I. Madero	L. Cárdenas	E-W
L. Cárdenas	Morelos	Cuauhtémoc	N-S
Cuauhtémoc	L. Cárdenas	Pino Suárez	E-W
Pino Suárez	Cuauhtémoc	Río Usumacinta	N-S
Río Usumacinta	Pino Suárez	Río de la Compañía	E-W

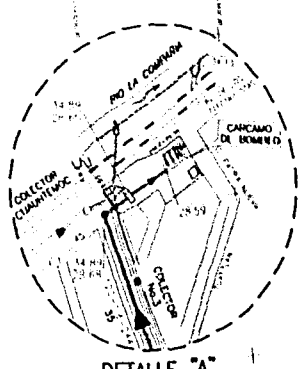
La longitud total del colector 2 para esta alternativa es de 2,542 m, de los cuales inicia con 85 m en diámetro de 0.61 m, continuando con 388 m en 0.91 m de diámetro, 595 m en 1.07 m de diámetro y terminando con 977 m con doble tubería en diámetro de 1.52 m.



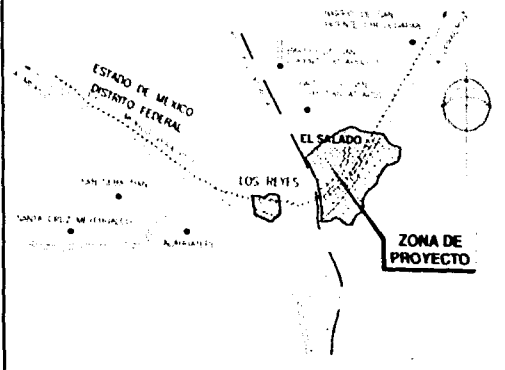
TESIS CON
F. LA DE ORIGEN

PLANTA GENERAL

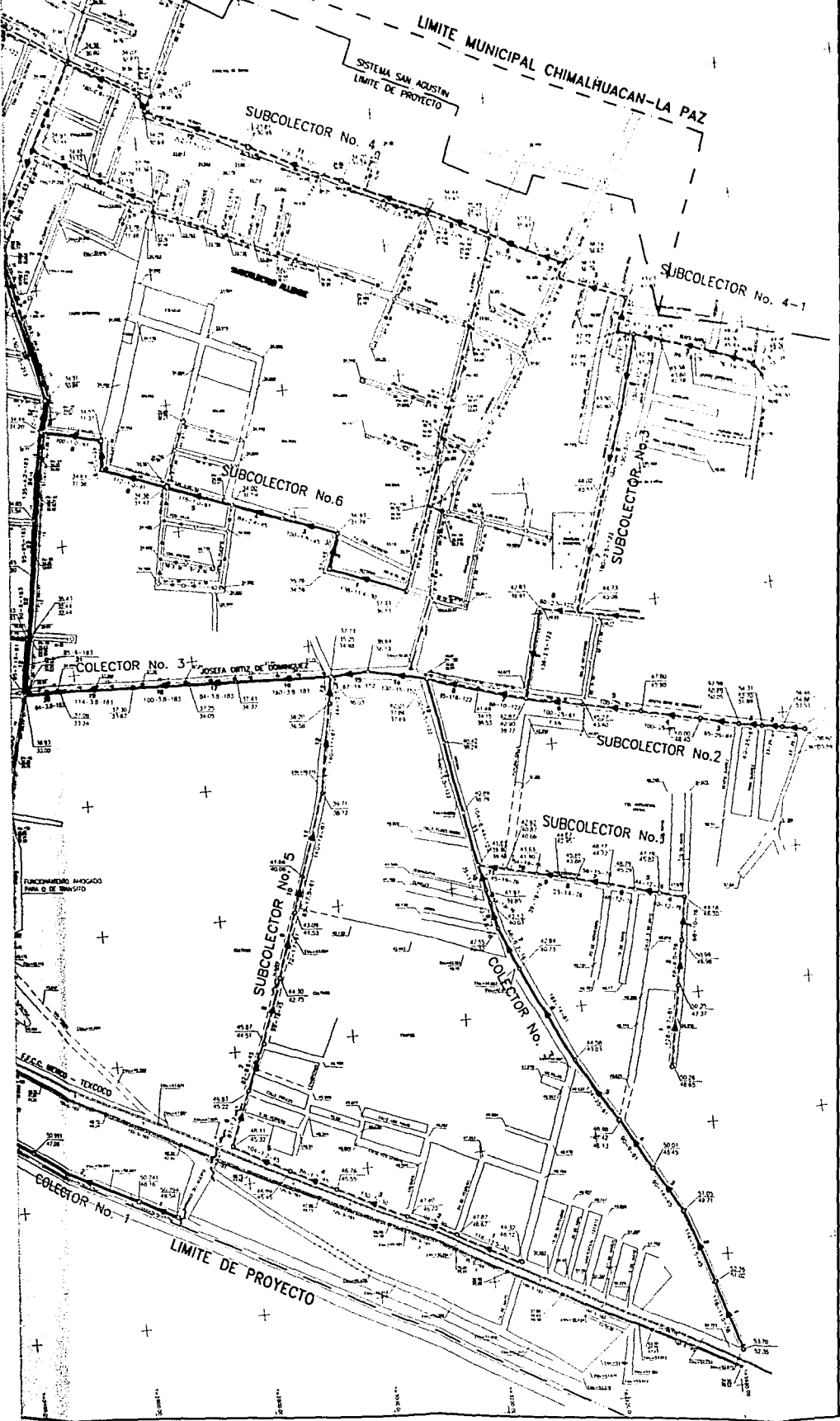
ESCALA GRAFICA 1:4000



DETALLE "A"



CROQUIS DE LOCALIZACION



DATOS BASICOS DE ANALISIS, PROPUESTA DE SOLUCION

ALTERNATIVA No. 1				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDADES		
		COLECTOR No. 1	COLECTOR No. 2	CÁRCAMO DE BOMBEO
Área de operación	ha.	455.04	1094.14	96.64
AGUAS DE ORIGEN SANITARIO:				
Población servida	hab.	27,568	34,915	24,160
Aportación	l/hab/d	148	148	148
Gasto medio	m ³ /seg	0.047	0.060	0.041
AGUAS DE ORIGEN PLUVIAL:				
Altura de precipitación a la salida	mm	29.26	25.58	34.19
Tiempo de concentración a la salida	minutos	58.49	45.37	93.47
Intensidad de lluvia	mm/hr	30.02	33.83	21.95
Coefficiente de escurrimiento	adm.	0.32	0.29	0.46
Gasto máximo (pico) de agua pluvial	m ³ /seg	9.407	21.179	2.201
Gasto máximo, sanitario y pluvial	m ³ /seg	9.454	21.239	2.243

Nota: El sistema del colector cárcamo de bombeo se compone del Sistema Colector no. 3 de proyecto y del Colector Cuauhémoco existente.

SIMBOLOGIA:

	EXISTENTE	PROYECTO
LIMITE DE PROYECTO	---	---
LIMITE MUNICIPAL	---	---
ELEVACION EN EL CRUCERO	34.84	34.84
CALLE Y NOMBRE	LOS ELEFANTES	LOS ELEFANTES
PARAMENTO	---	---
VIAS DE F.F.C.C.	---	---
COLECTOR	---	---
SUBCOLECTOR	---	---
ATARJEAS	---	---
No. DE POZO DE VISITA (SOLO LOS SONDEADOS)	P.V.-15	P.V.-13
ELEVACION DE BROCAL	34.84	34.84
ELEVACION DE PLANTILLA EN TUBO DE LLEGADA	32.69	32.69
ELEVACION DE PLANTILLA A LA SALIDA	32.62	32.62
POZO IDENTIFICADO EN CAMPO	○	○
POZO NO IDENTIFICADO EN CAMPO	○	○
POZO DE VISITA CON CAIDA ADOSADA	○	○
POZO DE VISITA CON CAIDA LIBRE	○	○
POZO DE VISITA COMUN	○	○
POZO DE VISITA ESPECIAL	○	○
POZO CAJA	○	○
POZO CAJA DE DEFLEXION	○	○
SENTIDO DE ESCURRIMIENTO	---	---
NUMERO DE TRAMO DE ANALISIS	18	32
LONGITUD(mts) - PENDIENTE(mts) - DIAMETRO(cms)	109-1.1-61	148-0.4-152
TRAMO QUE REQUIERE REMPLAZO		R56-2.68-91

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

NOTAS:

- Las elevaciones están dadas en metros. Para referir las elevaciones al nivel medio del mar sumar 2200 a las indicadas.
- La planimetría y altimetría, así como el sondeo de pozos corresponde a los trabajos de campo.
- La cobertura de la red de alcantarillado se definió a partir de recorridos a la zona de estudio.
- La red de alcantarillado que presenta este plano se conforma con los resultados arrojados por el sondeo de pozos y complementada con la red obtenida del plano de infraestructura existente que se encontró disponible.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON



TESIS PROFESIONAL
PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO
(RED PRIMARIA) EN EL SALADO, LOS REYES LA PAZ,
ESTADO DE MEXICO

ALTERNATIVA DE SOLUCION 1

ESCALA: 1:4000 | TITULO: Fco. Javier Ayala Salazar | San Juan de Aragón ENERO DE 2001

2

El área que drenaría dicho colector para esta alternativa sería de aproximadamente 97 has. que corresponden al área al sur y oriente de las calles por las que se trazaría, captando un total de 2.243 m³/seg, gasto "pico" con una recurrencia de 3 años.

Esta alternativa implica menores diámetros para el colector propuesto con respecto a los que arroja la siguiente alternativa. Más sin embargo, el área que drena por gravedad es también menor, dado que no capta área al norte de la calle Degollado, implicando un incremento en diámetros para el colector No. 3 que se asocia al cárcamo de bombeo. Así, el gasto que debe ser evacuado por bombeo resulta mayor, con el consiguiente incremento también en el costo de energía eléctrica.

ALTERNATIVA 2 (proyecto ejecutivo)

El trazo del colector 2, también en "bayoneta", es muy semejante al propuesto con la alternativa anterior, solo que iniciado a nivel de atarjea y subcolector por la calle de FFCC México – Texcoco y Álamos, para continuarse como colector por la calle Josefa Ortiz de Domínguez, precisamente en el cruce con la calle Álamos, proponiendo a nivel de colector el siguiente trazo:

CALLE	DE	A	DIRECCIÓN
J. O. Domínguez	Inicio	Degollado	N-S
Degollado	J. O. Domínguez	F.I. Madero	E-W
F.I. Madero	Degollado	Morelos	N-S
Morelos	F.I. Madero	L. Cárdenas	E-W
L. Cárdenas	Morelos	Cuauhtémoc	N-S
Cuauhtémoc	L. Cárdenas	Pino Suárez	E-W
Pino Suárez	Cuauhtémoc	Río Usumacinta	N-S
Río Usumacinta	Pino Suárez	Río de la Compañía	E-W

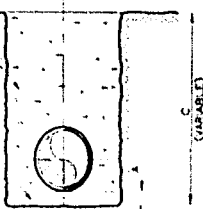
La longitud total del colector 2 para esta alternativa, incluyendo su inicio como atarjea y subcolector es de 3,767 m por FFCC y Álamos con 381 m en diámetro de 0.30 m, 434.5 m en 0.38 m de diámetro y 155 m en 0.61 m de diámetro; a partir de J. O. De Domínguez, 110.5 m en 0.76 m de diámetro, luego 747 m en 0.91 m de diámetro, sigue con 485 m en diámetro de 1.52 m y termina con 1,454 m en diámetro de 1.83 m.

El área que drenaría el colector 2 para esta alternativa es de aproximadamente 150 has, 53 has más que con la alternativa 1, con un caudal captado ("pico" máximo) de 3.107 m³/seg para 3 años de periodo de retorno (ver tabla VI.1). Así el área que se drena a gravedad con esta alternativa, a través del colector 2, corresponde a la de la alternativa 1 más la encerrada entre la calle Josefa Ortiz de Domínguez, la carretera federal a Texcoco, la calle Degollado y Arenal, área al noreste de la localidad (ver plano del proyecto – alternativa 2).

Los diámetros del colector No. 2, mismo que permite la evacuación por gravedad de parte del área de estudio, resultan superiores a los de la alternativa No. 1; más sin embargo, el caudal interceptado es también mayor (casi 1 m³/seg). Este incremento de caudal que puede ser desalojado por gravedad, evidentemente dejará de ser bombeado y por consiguiente, redundará en un ahorro en los costos de operación por consumo de energía eléctrica, no sin dejar de mencionar el ahorro en la inversión inicial por la rehabilitación y ampliación de la planta de bombeo existente que, como ya se menciono en el capítulo del diagnóstico apenas alcanza el 1.5 m³/seg.

Repleno compactado al 95% de la Prueba Proctor

Plantilla Apizonada



SECCION DE ZANJA TIPO

ZANJA No.	PLANTILLA EN ESTABLE (m)	ANCHO EN CEN (cm)	ANCHO EN CM (cm)
1	27	100	100
2	43	100	125
3	62	142	161
4	80	175	175
5	80	250	250
6	93	285	285

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
POZO DE VISTA COMUN	POZO	1.31
POZO DE VISTA ESPECIAL	POZO	8.4
POZO CAJA DE FIBRA	POZO	1.1
POZO CAJA	CAJA	5.5
POZO CAJA UNIDA	CAJA	1
CAIDA ADOSADA	CAIDA	5

RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION TUBERIA DE ALCAANTARILLO

Las excavaciones que se realicen hasta 6 m. de profundidad se pueden realizar con cables verticales pero siempre en condiciones a las cuales se aplican los factores de seguridad establecidos en el artículo 3.º de la Ley de Obras Públicas. Los cables deben estar sujetos a un mínimo de 3 m. Los excavadores para las excavaciones no deben permanecer en ellas por más de tres días, es decir se excavan, colocan el tubo y se reanuda inmediatamente.

Por otro lado, si en el desarrollo de los trabajos existen áreas frías será necesario colocar éstas con probadores de aire deficientes por la siguiente tabla:

PROF. EXCAVACION (m)	PROF. DE PATA (m)
3.0	1.5
4.0	2.0
5.0	2.5
6.0	3.0

En todos los casos las excavaciones deberán permanecer secas, instalando un sistema de bombeo adecuado por cámara de bombas y bomba. Una vez terminado, al momento de siempre permanecer seco la excavación. No se debe permitir que los tubos de los colectores se fondeen, para lo cual se deberán instalar en el momento que se colocan los tubos.

El sistema de las excavaciones deberá ser de tal que el peso sumatorio del material excavado sea menor al que se aplica, es decir, que en el caso de excavaciones en arena el material excavado debe tener un peso volumétrico de 1.6 ton/m³, en el caso de excavaciones que sustituyan arena el peso del material excavado debe ser de 1.47 ton/m³.

Con excavaciones secas, las identificaciones para colocar los colectores pueden hacerse por medio de escala vertical (tecnica), colocada al 50% de su densidad relativa, en espesores de 30 cm para tubos de 2.44 o 1.83 y de 20 cm para los de menor diámetro.

El material excavado debe ser de 1.47 ton/m³. Caso contrario que se desee reducir la base y volumen del pavimento correspondiente, con las mismas condiciones del diseño actual.

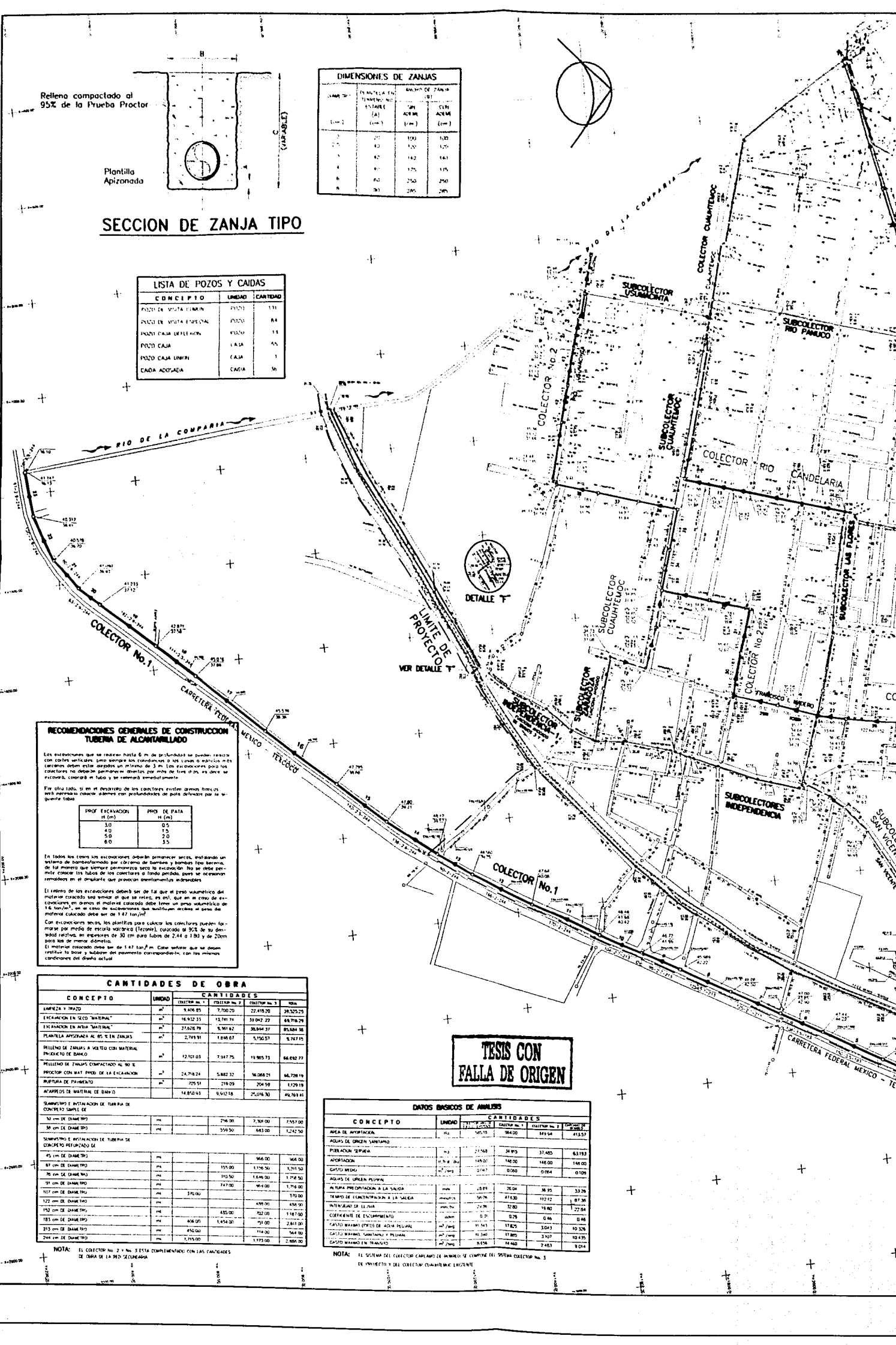
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDADES			
		COLECTOR No. 1	COLECTOR No. 2	COLECTOR No. 3	SOLO
LIMPIEZA Y TRAZO	m ²	9,408.87	7,700.70	27,418.70	38,225.25
EXCAVACION EN SECO "MATERIAL"	m ³	16,822.37	13,747.74	33,842.27	64,718.29
EXCAVACION EN ARENA "MATERIAL"	m ³	25,826.79	5,361.82	38,844.37	65,644.36
PLANTILLA APIZONADA AL 95% EN ZANJAS	m ²	2,744.91	1,848.87	5,750.57	9,747.15
REPLENO DE ZANJAS A VERTIC CON MATERIAL PROYECTADO DE BANCO	m ³	12,163.03	7,947.75	19,805.73	46,622.77
REPLENO DE ZANJAS COMPACTADO AL 90% PROCTOR CON MAT. PISO DE LA EXCAVACION	m ³	24,716.24	5,882.32	16,068.21	46,738.18
REPTURA DE PAVIMENTO	m ²	205.51	218.09	204.59	1,179.19
APARTEADO DE MATERIAL DE BANCO	m ³	14,850.43	9,912.18	25,076.30	49,769.41
SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO SANEAL DE	m				
30 cm. DE DIAMETRO	m	296.00	7,307.00	7,937.00	
38 cm. DE DIAMETRO	m	559.50	683.00	1,242.50	
SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO DE	m				
45 cm. DE DIAMETRO	m	966.00	966.00		
60 cm. DE DIAMETRO	m	155.00	1,136.50	1,311.50	
70 cm. DE DIAMETRO	m	110.50	1,646.50	1,747.50	
80 cm. DE DIAMETRO	m	747.00	914.00	1,716.00	
100 cm. DE DIAMETRO	m	370.00		170.00	
120 cm. DE DIAMETRO	m		459.00	459.00	
150 cm. DE DIAMETRO	m	455.00	722.00	1,187.00	
180 cm. DE DIAMETRO	m	408.00	1,454.00	2,814.00	
210 cm. DE DIAMETRO	m	450.00	714.00	564.00	
240 cm. DE DIAMETRO	m	1,753.00	1,753.00	2,886.00	

NOTA: EL COLECTOR No. 2 y No. 3 ESTA DEMONSTRADO CON LAS CANTIDADES DE OBRA DE LA RED EXISTENTE.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

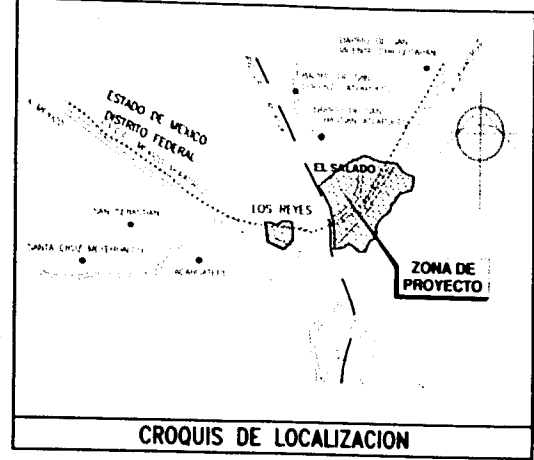
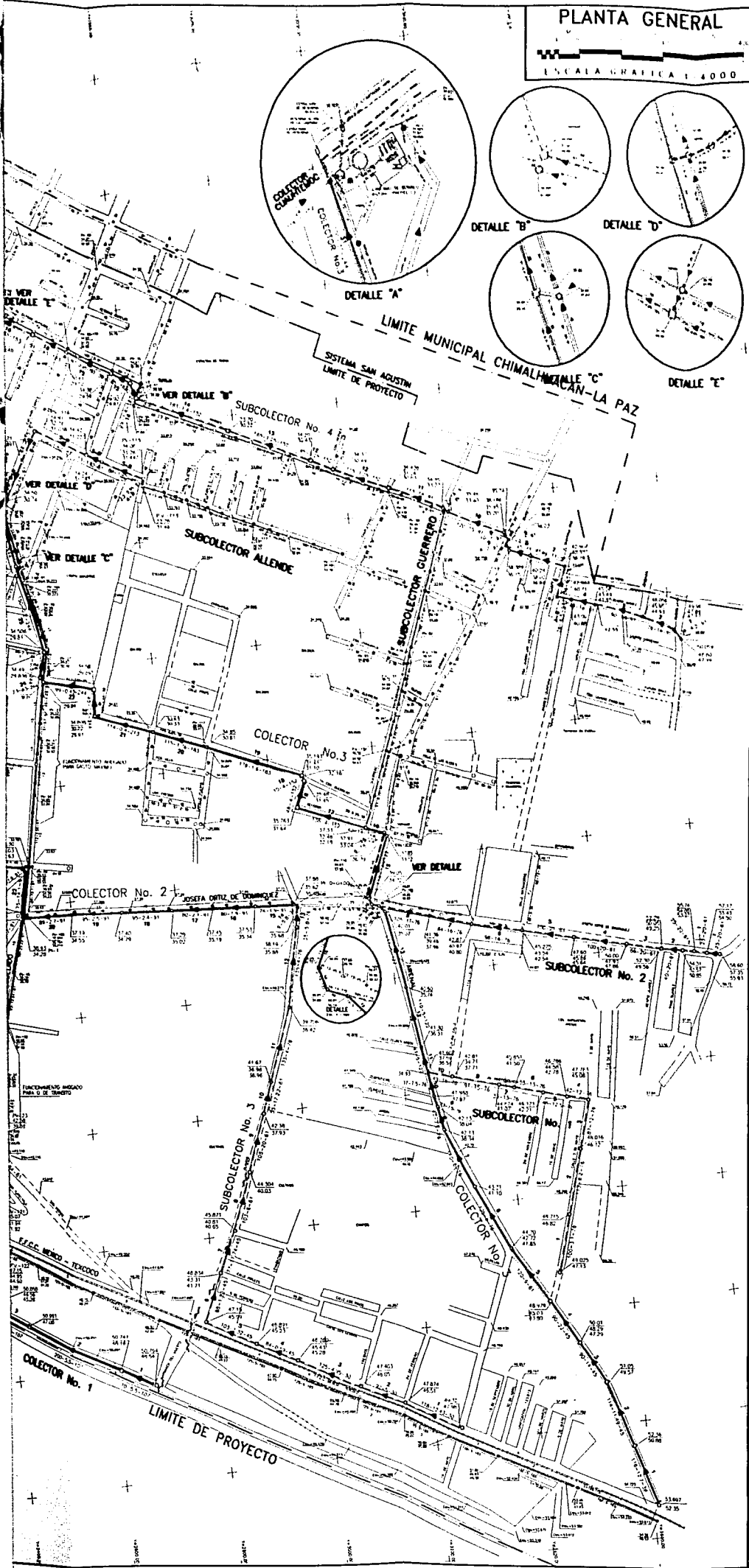
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDADES			
		COLECTOR No. 1	COLECTOR No. 2	COLECTOR No. 3	SOLO
AREA DE APOYACION	m ²	10,510.00	9,840.00	8,674.00	41,327.00
AGUAS DE ORDEN SANITARIO	m ³				
POBLACION SERVIDA	hab.	27,540	34,875	37,405	63,195
APORTACION	l/s	145.00	145.00	145.00	145.00
GASTO MEDIO	l/s	214.00	87.00	0.00	610.00
AGUAS DE ORDEN PLUVIAL	m ³				
ALTIMETRIA PRESENTADA A LA VALORA	m	23.81	26.04	36.93	33.76
TIEMPO DE CONCENTRACION A LA VALORA	minutos	50.00	41.50	112.12	87.38
INTERVALO DE LLUVIA	mm	27.00	32.80	19.80	1,27.84
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	coef.	0.31	0.29	0.46	0.46
GASTO MAXIMO (PEAK) DE AGUA PLUVIAL	m ³ /seg	11,343	17,825	3,041	10,126
GASTO MAXIMO SANITARIO Y PLUVIAL	m ³ /seg	11,343	17,825	3,041	10,126
GASTO MAXIMO EN TRAZADO	m ³ /seg	6,576	14,640	2,483	9,014

NOTA: EL SISTEMA DEL COLECTOR CAMARPO DE BARRIO SE COMPONE DEL SISTEMA COLECTOR No. 3 EN PROYECTO Y DEL COLECTOR EXISTENTE.



PLANTA GENERAL

ESCALA GRAFICA 1:4000



CROQUIS DE LOCALIZACION

SIMBOLOGIA:

	EXISTENTE	PROYECTO
LIMITE DE PROYECTO	---	---
LIMITE MUNICIPAL	---	---
ELEVACION EN EL CRUCERO	34.84	32.67
CALLE Y NOMBRE	---	---
PARAMENTO	---	---
VIAS DE F.F.C.C.	---	---
COLECTOR	---	---
SUBCOLECTOR	---	---
ATARJEAS	---	---
No. DE POZO DE VISITA (SOLO LOS SONDEADOS)	P.V.-13	P.V.-13
ELEVACION DE BROCAL	34.84	34.04
ELEVACION DE PLANTILLA EN TUBO DE LLEGADA	32.69	32.69
ELEVACION DE PLANTILLA A LA SALIDA	32.67	32.67
POZO IDENTIFICADO EN CAMPO	○	○
POZO NO IDENTIFICADO EN CAMPO	○	○
POZO DE VISITA CON CAIDA ADOSADA	○	○
POZO DE VISITA CON CAIDA LIBRE	○	○
POZO DE VISITA COMUN	○	○
POZO DE VISITA ESPECIAL	○	○
POZO CAJA	○	○
POZO CAJA DE DEFLEXION	○	○
SENTIDO DE ESCURRIMIENTO	---	---
NUMERO DE TRAMO DE ANALISIS	18	32
LONGITUD(mts) - PENDIENTE(mts) - DIAMETRO(cms)	103-11-61	148-04-152
TRAMO QUE REQUIERE REPLAZO	R56-2.68-91	

NOTA: PARA DIAMETROS DE 91cm Y MAYORES, LAS CAIDAS SE REPLAZARAN MEDIANTE CAIDAS ESCALONADAS DE 50cm HASTA 2.5mts.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

NOTAS:

- Las elevaciones están dadas en metros. Para referir las elevaciones al nivel medio del mar sumar 2200 a las indicadas.
- La planimetría y altimetría, así como el sondeo de pozos corresponde a los trabajos de campo.
- La cobertura de la red de alcantarillado se definió a partir de recorridos a la zona de estudio.
- La red de alcantarillado que presenta este plano se conformó con los resultados arrojados por el sondeo de pozos y complementada con la red obtenida del plano de infraestructura existente que se encontró disponible.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

<p>U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERIA E.N.E.P.A.</p>	<p>TESIS PROFESIONAL PROYECTO DE ALCANTARILLADO COMBINADO (RED PRIMARIA) EN EL SALADO, LOS REYES LA PAZ, ESTADO DE MEXICO</p>
	<p>ALTERNATIVA DE SOLUCION 2, PROYECTO EJECUTIVO</p>
<p>ESCALA 1:4000</p>	<p>ELABORADO POR Fco. Javier Ayala Salazar</p>
<p>FECHA ENERO DE 2001</p>	<p>Lugar San Juan de Aragón</p>

3

Cabe destacar que, el área al norte de la calle Arenal, se canalizará hacia el colector 3, pues el drenado hacia el colector 2, implicaría profundizarse demasiado en este conducto, impidiendo la descarga al río de la Compañía con la presencia de niveles altos; ello, dada la poca pendiente en la calle Josefa Ortiz de Domínguez y el incremento en diámetro que la captación adicional implicaría.

V.3 SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN.

Se adoptó llevar a proyecto la alternativa No. 2, la cual puede implicar una mayor inversión inicial, dado que el volumen de obra puede incrementar significativamente por el diámetro del colector tres, sin embargo en la alternativa uno se tiene también un diámetro considerable en el colector tres, además de implicar mayores gastos de operación por el mayor gasto descargado mediante bombeo.

Para fines del presente trabajo, se considera suficiente observar que el menor costo anual por la operación de plantas de bombeo al ser menor el gasto a bombear, es razón suficiente para determinar que una alternativa resulta más económica que la otra.

En general, en los sistemas de alcantarillado se buscará tener la menor necesidad posible de gastos de operación, como los que implican los asociados a las plantas de bombeo.

De igual forma, cabe resaltar que las comparaciones comunes entre los costos de distintas alternativas, en general incluyen un análisis financiero que permite determinar el tiempo en que una inversión se puede amortizar a partir de los gastos en que incurrir las entidades encargadas de administrar los servicios de agua potable y alcantarillado.

VI.- PROYECTO EJECUTIVO.

VI.1 RED PRIMARIA.

VI.2 DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO.

VI.- PROYECTO EJECUTIVO.

Los criterios para el análisis hidráulico y la definición de datos básicos coinciden con los ya comentados dentro del apartado relativo al diagnóstico de la red existente. En la tabla VI.1, se presenta un resumen de los datos básicos a nivel de proyecto ejecutivo, datos que, como antes se mencionó, llegan a sufrir ciertas modificaciones respecto a los considerados a nivel diagnóstico y planeación, dadas las variaciones que, con la nueva infraestructura se presentan en los tiempos de recorrido y de concentración.

**TABLA VI.1 DATOS BÁSICOS DE ANÁLISIS
ALTERNATIVA 2 (PROYECTO EJECUTIVO)**

CONCEPTO	UNIDAD	Descargas a la gravedad			Cárcamo de Bombeo
		Colector Vías FFCC	Colector 1	Colector 2	
Área de aportación	Ha	585.18	964.00	149.94	143.57
Agua de origen Sanitario					
Población Servida	Habs	27,568	34,915	37,485	63,193
Aportación	lt/hab/día	148.00	148.00	148.00	148.00
Gasto Medio	m ³ /seg	0.047	0.060	0.064	0.109
Aguas de Origen Pluvial					
Precipitación (a la salida)	Mm	28.89	26.04	36.95	33.26
Tipo de concentración (a la salida)	minutos	58.06	47.63	112.12	87.38
Intensidad de Lluvia	mm/hra	29.86	32.80	19.80	22.84
Coefficiente de Escurrimiento		0.31	0.29	0.46	0.46
Gasto Máximo Pluvial (pico)	m ³ /seg	11.343	17.825	3.043	10.326
Gasto Máximo (Sanitario y Pluvial)	m ³ /seg	11.390	17.885	3.107	10.435
Gasto Máximo en tránsito*	m ³ /seg	8.656	14.460	2.483	9.014

*El gasto máximo en tránsito, considera el efecto regulador de la tubería, es decir el volumen de agua que conforma la cuña de agua que se encuentra dentro de las tuberías y que, como se puede apreciar, puede resultar significativo.

VI.1 RED PRIMARIA.

A partir de la alternativa de red primaria elegida se desarrolla el proyecto ejecutivo, el mismo que se presenta en el plano 3 que se incluye en este informe, donde se indican a detalle las características geométricas necesarias para la construcción y correcto funcionamiento de la infraestructura de alcantarillado combinado.

Cabe comentar que, aun que dentro del proyecto que se presenta en este trabajo, no se desarrolla a detalle la red secundaria del sistema en estudio, si se debe en su momento, prever la instalación de tales conductos, tanto para prever su profundidad como para considerar el sentido de su escurrimiento, y con ello, las áreas que drenaran a los colectores primarios.

VI.1.1 Colectores y Emisores.

El sistema de proyecto considera tres colectores principales, a saber:

Los colectores 1 y 2, propuestos para descargar a gravedad al río de la Compañía y que captarán:

El colector No. 1, los excedentes de aguas pluviales de la zona al oriente de la carretera, que no alcanzan a ser captados por el colector existente, de reciente Construcción denominado Vías FFCC.

El colector No. 2, que captará los caudales generados al oriente de la localidad, entre las Calles por las que se propone su trazo y la carretera, y entre el río de la Compañía y la calle Arenal.

El colector No. 3, propuesto para la descarga al cárcamo El Salado, de donde serán descargadas las aguas, por bombeo, hacia el río de la Compañía; éste colector será complementario al existente, denominado Cuauhtémoc.

Estos colectores se incluyen en la siguiente descripción, asociada a la infraestructura del proyecto.

VI.2 DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO.

VI.2.1 Interceptores – Colectores – Emisores de Proyecto.

Colector No. 1

Como antes se comentó, se plantea la necesidad de realizar el proyecto de un colector (interceptor) sobre la carretera federal México – Texcoco, que tendrá su inicio en la calle Barranca del Muerto, primer punto de incorporación de los caudales de la cuenca localizada al oriente. Este colector, con una longitud de 2,995 m y con un diámetro de 1.07 y de 1.83 m a 2.44 m, denominado colector No. 1 captará a lo largo de su recorrido, todas las aportaciones de la zona localizada al oriente de la carretera, hasta su llegada o incorporación al río de la Compañía.

Como también ya fue comentado, el colector No. 1 operará a gravedad y en conjunto con el colector existente de las vías de FFCC, a fin de dotar al sistema de una capacidad suficiente para los caudales que se generan en la mencionada zona oriente. Cabe mencionar que el citado colector existente tendrá un funcionamiento a presión para los gastos máximos de proyecto.

También cabe mencionar que la descarga de la red de las colonias que se localizan al oriente de la carretera México Texcoco, podrán verter al colector vías de FFCC como actualmente se hace, siendo necesario solamente interceptar todo el escurrimiento virgen.

Colector No. 2

Propuesto para la captación y conducción de todas aquellas áreas de la zona poniente que puedan ser drenadas y desalojadas directamente a gravedad al río de la Compañía.

Como fue descrito en el capítulo relativo a la planeación, el trazo del colector No. 2 se hace en "bayoneta", solo que iniciando a nivel de atarjea y subcolector por la calle FFCC México – Texcoco y Álamos, para continuarse como colector por la calle Josefa Ortiz de Domínguez, precisamente en el cruce con la calle Álamos, proponiendo a nivel colector el siguiente trazo:

Calle	De	A	Dirección
J. O. Domínguez	Inicio	Degollado	N – S
Degollado	J. O. Domínguez	F. I. Madero	E – W
F. I. Madero	Degollado	Morelos	N – S
Morelos	F. I. Madero	L. Cárdenas	E – W
L. Cárdenas	Morelos	Cuauhtémoc	N – S
Cuauhtémoc	L. Cárdenas	Pino Suárez	E – W
Pino Suárez	Cuauhtémoc	Río Usumacinta	N – S
Río Usumacinta	Pino Suárez	Río de la Compañía	E – W

La longitud total del colector 2 para esta alternativa es de 2,796 m (3,767 m) incluyendo su inicio como atarjea y subcolector. A nivel de atarjea y subcolector se inicia por FFCC y Álamos con 381 m en diámetro de 0.30 m, 434.5 m en 0.38 m de diámetro y 155 m en 0.61 m de diámetro. Como colector propiamente, a partir de J. O. Domínguez se propone con las siguientes longitudes: 110.5 m en 0.76 m de diámetro, luego 747 m en 0.91 m de diámetro, sigue con 485 m en diámetro de 1.52 m y termina con 1,454 m en diámetro de 1.83 m.

Cabe mencionar que, al mismo tiempo con este colector se logran interceptar áreas que actualmente drenan a la infraestructura existente de la zona centro, permitiendo con esto un mejor funcionamiento o alivio de dicha infraestructura.

Colector No. 3

Como ducto principal de la zona alta del área de estudio, recibirá las incorporaciones de diversos subcolectores que se proponen y conforman la red primaria de esta zona.

Inicia en la calle Arenal hasta la calle J. O. Domínguez, para retomar por la calle Guerrero y luego bajar en dirección norte sur por la calle Reforma y la continuación de la 1ª Cerrada de Guerrero hasta la calle de Río San Joaquín, misma por la que se incorpora al cárcamo de bombeo.

Antes de su incorporación al cárcamo recibirá las aportaciones provenientes de la infraestructura existente en la parte baja al poniente de la localidad. En su recorrido se incorporan los subcolectores 1, 2 y 4, los mismos que se describen en los párrafos subsecuentes.

Como ya se comentó, con este colector se tuvo que captar el área alta al norte de la calle Arenal, dadas las características topográficas del recorrido del colector No. 2, pues en caso contrario, éste último tendría la necesidad de doble tubería en sus tramos que recorren las calles de Río Bravo, Pino Suárez y Usumacinta. Ello debido a la poca pendiente existente, así como a la poca profundidad disponible en el punto de descarga del colector No. 2, que se vería afectada en el caso de instalar diámetros mayores a los propuestos.

VI.2.2 Subcolectores de Proyecto.

A continuación se describen los subcolectores de proyecto que conformarán la red primaria de la zona norte y que captarán las aportaciones de la parte no urbanizada localizada al norte del área urbana, así como las aportaciones propias asociadas a su área de influencia y su recorrido.

Subcolector No. 1

Localizado en la parte noreste de la zona de estudio, inicia su recorrido en la calle 3 de mayo para dar vuelta a la izquierda sobre la avenida Independencia, hasta su llegada al tramo 11 del colector No. 3 (véase plano 3).

Subcolector No. 2

Corresponde a la tubería que se propone en la parte alta al norte de la localidad de la calle J. O. Domínguez hasta su llegada al colector No. 3 en la calle Arenal.

Subcolector No. 3

Como se mencionó arriba, este es el inicio del colector 2, y se realiza por la calle Álamos hasta llegar a la calle Josefa O. De Domínguez donde ya se identifica como el mencionado colector.

Subcolector No. 4.

Este colector se traza con el mismo recorrido que tiene el subcolector existente Niños Héroes, servirá como refuerzo de éste, además de recibir y conducir las aguas de la parte extrema noroeste. Inicia su trazo por la calle Benito Juárez, para continuar por Niños Héroes e incorporarse al colector No. 3 en la calle Degollado.

VI.2.3 Revisión y Adecuación a la Red Primaria existente.

Considerando la intercepción y colección de la infraestructura de proyecto, que reduce las aportaciones sobre la infraestructura actual, y de acuerdo a los resultados obtenidos a nivel diagnóstico, se determinan las obras necesarias que, como refuerzo a la red primaria existente, permitan su correcto funcionamiento hidráulico.

A continuación se hace la descripción de aquellos colectores y subcolectores que, por lo anterior sufren alguna modificación en su funcionamiento.

Subcolector Usumacinta

Con la propuesta del colector de proyecto No. 2, se tiene una reducción de la aportación a este subcolector. Al hacer la revisión se detecta capacidad suficiente para el gasto calculado; con la intercepción del colector No. 2, tampoco se presentarán problemas.

Subcolector Independencia 1.

Como se vio desde el diagnóstico, debido a que su último tramo se encuentra en contra pendiente, se tiene un funcionamiento que provoca un remanso al agua en un tramo anterior de éste, más tal remanso no presenta problemas de capacidad ni de desbordamiento.

Subcolector Candelaria.

De los tres tramos que lo conforman, el tramo intermedio tiene una pendiente negativa con relación al sentido del escurrimiento lo cual origina que, para el gasto calculado, se tenga un funcionamiento a tubo ahogado que sin embargo, no repercute en grandes zonas y no afecta el funcionamiento general del sistema, salvo como un problema local que no requiere una modificación inmediata de los tramos en cuestión.

Subcolector San Vicente

De los cuatro tramos que lo componen, en los últimos tres se presenta un funcionamiento a presión que, sin embargo, no presenta desbordamientos en ningún punto de su recorrido, por lo que se considera con capacidad suficiente.

Subcolector Las Flores y colectores Candelaria y Cuauhtémoc.

Este conducto, en condiciones actuales, presenta contra pendiente en algún tramo, además de ser insuficiente, aún operando a presión, para el gasto de proyecto en sus tramos contiguos; por tal razón, se hace necesario reemplazar las tuberías y/o modificar las pendientes de algunos tramos, como se puede apreciar en el plano correspondiente.

Subcolector Independencia, Zaragoza y Cuauhtémoc.

Estos ductos existentes quedan asociados en su área tributaria principalmente a la porción oriente de la zona de estudio, precisamente al oriente de la calle Independencia.

Como se vio anteriormente, la capacidad de los subcolectores Independencia y Zaragoza se ve limitada, más que por su propia geometría, por la insuficiencia parcial del subcolector Cuauhtémoc, razón por la cual, es para estos tramos que se propone su reemplazo a fin de aprovechar la infraestructura de estos ductos al 100%.

Subcolector Allende.

Para su correcto funcionamiento, y dada la presencia de tramos con contra pendientes que lo hacen insuficiente, se hace necesario el reemplazo de tuberías a partir de cierto tramo hasta su descarga, pudiendo en un momento dado mantener a los tramos existentes como madrinan recolectoras paralelas a los tramos de proyecto.

Subcolector Degollado.

La parte aguas arriba de la calle J. O. de Domínguez descargará al colector de proyecto No. 2 y por lo tanto, aguas abajo de dicha descarga, el subcolector Degollado se verá notablemente "aliviado", aunque con presencia de algunos tramos trabajando a presión pero sin que se lleguen a presentar problemas de desbordamiento.

Así, la parte del subcolector que pudiera presentar problemas se localiza aguas arriba del alivio; para el gasto máximo, se genera un funcionamiento a presión entre los tramos 6 y 8, aunque sin ocasionar desbordamiento hacia aguas arriba, por lo que se considera que tiene capacidad suficiente.

VI.2.4 Proyecto de la red secundaria.

Como se estableció en los alcances de éste trabajo, no se incluye el diseño de la red secundaria, sin embargo es importante comentar que ésta puede requerir de un diseño cuidadoso, aunque también es cierto que muchas veces se reduce a la adopción de un diámetro mínimo, el cual para un caso como el presente, puede ser de 30 cm. La adopción de un diámetro para toda una red secundaria se debe justificar a partir de un análisis de cuando menos una zona que se considere típica dentro del área del proyecto.

Dicho diámetro se establece por facilidad de maniobras de inspección y limpieza, máxime al tratarse de un sistema de alcantarillado combinado.

Por otra parte, es importante comentar que al momento de proyectar cualquier tubería de la red primaria, se debe considerar la futura instalación de la red secundaria, de forma que se logren conexiones con funcionamiento adecuado y a las profundidades recomendadas por las normas.

El trazo de la red se prevé en función a la configuración topográfica y se deberá instalar en todas aquellas zonas y calles carentes del servicio, destacando la zona urbana al nororiente, esto es al norte de la calle Álamos y al oriente de la calle J. O. de Domínguez, además de la zona noroeste, o sea al norte de la calle Zaragoza, juntamente con algunos tramos de calle en el centro de la localidad.

Como parte importante de la red de atarjeas para un sistema de alcantarillado combinado, se deberá tener especial cuidado en definir la cantidad, características y localización de las coladeras y bocas de tormenta. De dichos accesorios depende que se garantice captar los escurrimientos para los que se diseñaron las tuberías.

**ESTA TESIS NO SALI
DE LA BIBLIOTECA**

VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En cuanto al proyecto propiamente, se llegó a definir la infraestructura que ya fue comentada en el capítulo anterior; en dicho capítulo se presentan también las características hidráulicas que se definieron en el cálculo tanto hidrológico como de los conductos propuestos.

El sistema fue concebido para tener una capacidad de manejar los caudales que se generen en la zona para periodos de retorno de hasta 3 años y verter sus aguas al Río de La Compañía que es el cauce de descarga natural de la zona de estudio.

Como ya se comentó, el sistema se pensó con la idea de un sistema que, en lo posible, descargue sus aguas por gravedad, dado el encarecimiento que implica tener sistemas de bombeo. Simultáneamente, las características del trazo de los conductos y la forma en que se canalizan hasta su descarga final, se definieron por las características propias del sitio en cuanto a topografía, infraestructura existente y características del suelo.

Cabe recordar que el proyecto toma en consideración los criterios que marcan las normas técnicas vigentes en lo que respecta a sistemas de alcantarillado.

Entre las recomendaciones que se deben seguir tanto para la ejecución del proyecto como de la operación del sistema se pueden citar las siguientes:

- Es necesario complementar el sistema con el diseño electromecánico y estructural del cárcamo de bombeo.
- El sistema de alcantarillado requerirá de un mantenimiento regular, consistente en la limpieza periódica de las tuberías y la reparación de cualquier daño que sufran tanto las tuberías como los accesorios (pozos de visita y coladeras). Es importante que el mantenimiento de la red de atarjeas incluya verificaciones de la estabilidad de las tuberías en los casos en que se sospeche que alguna de ellas pierda su posición original debido a las características compresibles del terreno en que se alojan.
- Procurar la cobertura total del sistema así como prever futuras ampliaciones ante la posibilidad de que las zonas de proyecto debido a su crecimiento presenten alguna modificación de las condiciones físicas de el área de escurrimiento, ya que esta causa es suficiente para que en un momento dado los caudales generados por la lluvia se incrementen al modificarse las características de escurrimiento de las superficies captadas. En este sentido debe contarse con una actualización constante de planos para contar con cada una de las modificaciones que se hagan al sistema.

Recomendaciones constructivas:

- Se deben seguir rigurosamente las especificaciones de zanjas y rellenos que se indiquen en el plano, a fin de que se evite cualquier daño a las tuberías, tanto durante su instalación como durante su vida útil.

- Es posible tolerar variaciones en cuanto a la localización exacta de los conductos (sobre todo en su trazo en planta), siempre que no se altere de manera significativa el funcionamiento y la capacidad hidráulica de diseño.

A manera de conclusión general, y recordando que el aspecto social que cumple una obra de este tipo es posiblemente el aspecto más importante, se pueden comentar las ventajas evidentes que se obtienen del proyecto de alcantarillado combinado de la zona de estudio.

- Mejoramiento de las condiciones de sanidad de la comunidad y por lo tanto ayuda a mejorar sus condiciones de vida.
- Reducir el riesgo o peligro de sufrir alguna emergencia debida a la posible inundación. Esto se logra al tener capacidad para manejar las aguas de lluvia que se generan en el área.

Finalmente, desde el punto de vista académico, se espera que el presente trabajo cubra con el nivel mínimo necesario la presentación de las diversas etapas que se pueden detectar en la resolución de un problema como el planteado. Las etapas que se pueden enumerar son:

- Planteamiento del problema
- Definición de los alcances de trabajo
- Recopilación y análisis de información existente
- Realización de trabajos básicos y complementarios, como son los estudios de mecánica de suelos, levantamiento de topografía, análisis hidrológico
- Análisis de alternativas de solución y desarrollo del proyecto
- Proyecto de obras accesorias y complementarias

Ante el objetivo inicial, de presentar la aplicación conjunta de diversas áreas de la ingeniería civil mediante la solución de un problema específico, se espera transmitir al lector la importancia de lograr una visión de conjunto de los distintos aspectos involucrados, de forma que además de resolver la parte técnica de alguno de los componentes, se logre la mejor solución para todo el sistema.

BIBLIOGRAFÍA.

- Sotelo Ávila, Gilberto, Apuntes de Hidráulica II; Facultad de ingeniería, UNAM, 1989.

- Sotelo Ávila, Gilberto, Hidráulica general, vol. 1; Editorial Limusa, 1989.

- Aparicio Mijares, Francisco J., Apuntes de hidrología de superficie; Facultad de ingeniería, UNAM (1989).

- Fair Geyer y Okun, Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales; Editorial Limusa, 1979.

- Ven Te Chow, Open Channel Hidraulics; Editorial Mc Graw-Hill, 1980.

- Campos Aranda, Daniel Fco., Procesos del ciclo hidrológico, vol. 1; Universidad Autónoma de San Luis Potosí, 1992.

- C. F. E., Manual de diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia e Hidráulica; C.F.E., 1980.

- Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Manual de hidráulica urbana, Tomo 1; D.G.C.O.H., D.D.F., 1982.

- Comisión Nacional del Agua, Manual de Diseño de Agua Potable , Alcantarillado y Saneamiento; C.N.A., 1994.

- Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades de la Republica Mexicana, SAHOP.