

34  
2ej.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON**

**“SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
PARA EL FRACCIONAMIENTO LOMAS DEL NORTE.**

**TESIS PROFESIONAL**

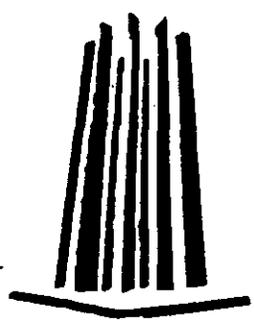
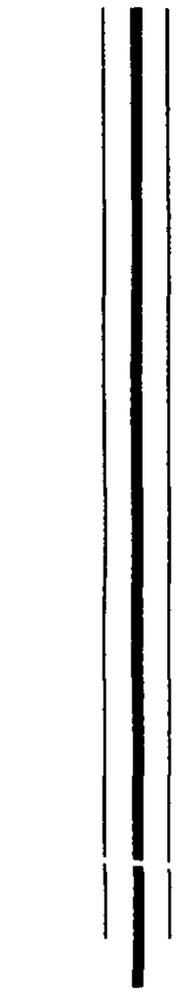
Que Para obtener el Titulo de:

**INGENIERO CIVIL**

P r e s e n t a:

**FRANCISCO OLVERA YAÑEZ**

Asesor: Ing. José Paulo Mejorada Mota



México, D. F. Junio de 1998

TESIS CON  
DIPLOMA

264299



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

FRANCISCO OLVERA YAÑEZ  
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 17 de febrero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, " SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA EL FRACCIONAMIENTO LOMAS DEL NORTE", 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.

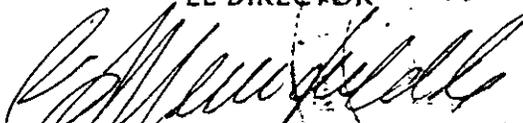
Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"

San Juan de Aragón, México., 19 de febrero de 1998

EL DIRECTOR

  
MART CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



- c c p Jefe de la Unidad Académica.
- c c p Jefatura del Area de Ingeniería Civil.
- c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/IIa.



## DEDICATORIA:

La presente tesis la dedico principalmente a: Mis PADRES, HERMANOS y SOBRINOS, por su valioso apoyo durante mi preparación académica, que sin el, no hubiera sido posible la realización de este trabajo.

En forma particular a las siguientes personas que me apoyaron constantemente: Ing. José Paulo Mejorada (asesor de tesis), Ing. Javier Olvera, Ing. Hernando Escobedo, Ing. Eduardo Reza, Srita. Amalia Hernández y muy en especial a la Srita. Liliana Iracheta por su incondicional apoyo y trabajo de captura en esta tesis.

Así mismo al grupo de empresas para las cuales laboro dirigidas por el Arq. Gildardo Perezcastro B. (Constructora Independiente, S.A. de C.V. y Fraccionadora Independiente, S.A. de C.V.)

## GRACIAS.

Francisco Olvera Yáñez.

México, D.F., Junio de 1998.

# Indice

	Pág.
<b>CAPITULO I INTRODUCCION</b> .....	0
I.1 LOCALIZACION .....	2
I.2 MEDIO NATURAL .....	4
1.2.a Aspectos Topográficos .....	4
1.2.b Hidrografía .....	6
1.2.c Puntos de Interés Paisajístico .....	6
I.3 MEDIO ARTIFICIAL .....	6
i.3.a Agua Potable .....	6
I.3.b Drenaje Sanitario .....	6
I.3.c Energía Eléctrica .....	7
I.3.d Estructura Vial Existente .....	7
I.4 USOS DE SUELO .....	9
I.5 ASPECTOS SOCIOECONOMICOS .....	9
I.6 PROPUESTA PARA LA DOTACION DE INFRAESTRUCTURA URBANA .....	10
I.6.a Agua Potable .....	10
I.6.b Drenaje Sanitario .....	12
I.6.c Energía Eléctrica .....	14
I.6.d Drenaje Pluvial .....	14
<b>CAPITULO II DATOS BASICOS DEL PROYECTO</b> .....	15
II.1 GENERALIDADES .....	15
II.1.a Población .....	16
II.1.a.1 Población Actual .....	16
II.1.a.2 Población de Proyecto .....	16
II.1.b Período de Diseño v Vida Util .....	16
II.1.b.1 Período de Diseño .....	16
II.1.b.2 Vida Util .....	17
II.1.c Zanjas para la Instalación de tuberías .....	17
II.1.c.1 Ancho de Zanja .....	18
II.1.c.2 Plantilla ó Cama .....	18
II.2 PROYECTOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO .....	19
II.2.a Aportación de Aguas Negras .....	19
II.2.b Coeficientes de Variación .....	20
II.2.b.1 Coeficiente de Variación Máxima Instantánea .....	20
II.2.b.2 Coeficiente de Seguridad .....	21
II.2.c Gastos de Diseño .....	21
II.2.c.1 Gasto Medio .....	21
II.2.c.2 Gasto Mínimo .....	21
II.2.c.3 Gasto Máximo Instantáneo .....	22
II.2.c.4 Gasto Máximo Extraordinario .....	22

II.2.d	Calculo Hidráulico .....	22
II.2.d.1	Fórmula para Diseño .....	22
II.2.d.2	Valor del Coeficiente de Rugosidad .....	23
II.2.e	Parámetros Hidráulicos Permisible .....	23
II.2.e.1	Velocidades .....	23
II.2.e.2	Diámetros Mínimo y Máximo .....	24
II.2.e.3	Pendientes .....	24
II.2.f	Zanja para Instalación de Tuberías .....	25
II.2.f.1	Ancho de Zanja .....	25
II.2.f.2	Profundidad de Zanja .....	25
II.3	PROYECTOS DE AGUA POTABLE .....	26
ii.3.a	Demanda .....	26
II.3.a.1	Consumo .....	26
II.3.a.2	Demanda Actual .....	26
II.3.a.3	Proyección de la Demanda .....	26
II.3.a.4	Demanda contra Incendio .....	27
II.3.a.5	Dotación .....	27
II.3.b	Coeficientes de Variación .....	28
II.3.b.1	Coeficiente de Variación Diaria .....	28
II.3.b.2	Coeficiente de Variación Horaria .....	28
II.3.c	Gastos de Diseño .....	29
II.3.c.1	Gasto Medio Diario .....	29
II.3.c.2	Gasto Máximo Diario .....	29
II.3.c.3	Gasto Máximo Horario .....	29
II.3.d	Calculo hidráulico .....	30
II.3.d.1	Fórmulas para Diseño .....	30
II.3.d.2	Coeficiente de Rugosidad .....	31
II.3.e	Velocidades.....	31
II.3.f	Regularización .....	32
II.3.g	Zanja para la instalación de tuberías.....	32
II.3.g.1	Ancho de Zanja .....	32
II.3.g.2	Profundidad de Zanja .....	32
<b>CAPITULO III ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO .....</b>		<b>34</b>
III.1	SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	34
III.1.a	Especificaciones de Tubería PVC para Alcantarillado Sanitario.....	34
III.1.a.1	Especificaciones para Tubería PVC de Alcantarillado.....	35
III.2	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	39
III.2.a	Especificaciones de Tubería PVC para el Abastecimiento de Agua Potable .....	39
III.2.a.1	Clasificación .....	39
III.2.a.2	Especificaciones para Tubería PVC de Agua Potable ..	40
<b>CAPITULO IV RED DE ALCANTARILLADO .....</b>		<b>46</b>
IV.1	GENERALIDADES .....	46
IV.1.a	Red de Atarjeas .....	46
IV.1.a.1	Configuración de Atarjeas .....	47

IV.2 DATOS BASICOS DE PROYECTO .....	48
IV.2.a Topografía, Localización y Datos Generales del Fraccionamiento "Lomas del Norte".....	48
IV.2.b Población del proyecto .....	50
IV.2.c Período de Diseño y Vida Util .....	50
IV.2.d Aportación de Aguas Negras .....	50
IV.2.e Gasto Medio .....	51
IV.2.f Tipo de Sistema .....	51
IV.2.g Sitio de Vertido .....	51
IV.2.h Longitud Total de la Red (L total) .....	52
IV.2.i Profundidad Mínima de Zanja .....	52
IV.3 CALCULO POR TRAMO DE TUBERÍA .....	53
IV.3.a Análisis del Tramo 50-51.....	53
IV.3.a.1 Longitud Tributaria.....	54
IV.3.a.2 Longitud Acumulada.....	54
IV.3.a.3 Población Servida Acumulada.....	54
IV.3.a.4 Gasto Medio Diario.....	54
IV.3.a.5 Gasto Mínimo.....	55
IV.3.a.6 Gasto Máximo Instantáneo.....	55
IV.3.a.7 Gasto Máximo Extraordinario.....	55
IV.3.a.8 Pendiente del Tubo.....	56
IV.3.a.9 Velocidad a Tubo Lleno.....	56
IV.3.a.10 Gasto a Tubo Lleno.....	57
IV.3.a.11 Velocidad Mínima y Tirante Mínimo.....	57
IV.3.a.12 Velocidad Máxima y Tirante máximo.....	60
 CAPITULO V RED DE AGUA POTABLE.....	65
V.1 GENERALIDADES.....	65
V.1.a Redes de Distribución.....	65
V.1.a.1 Tuberías.....	66
V.1.a.2 Cruceos de la Red.....	67
V.1.a.3 Válvulas de Seccionamiento.....	67
V.1.a.4 Tomas Domiciliarias.....	67
V.2 DATOS BASICOS DEL PROYECTO.....	68
V.2.a Topografía, Localización y Datos Generales del Fraccionamiento "Lomas del Norte".....	68
V.2.b Población del Proyecto.....	68
V.2.c Período de Diseño y Vida Util.....	69
V.2.d Dotación.....	69
V.2.e Gasto Medio Diario.....	69
V.2.f Gasto Máximo Diario.....	69
V.2.g Gasto Máximo Horario.....	69
V.2.h Tipo de Red de Distribución.....	70
V.2.i Fuente de Abastecimiento.....	70
V.2.j Longitud Total de la Red.....	70
V.2.k Profundidad Mínima de Zanja.....	70
V.3 CALCULO HIDRAULICO DE LA RED DE DISTRIBUCION.....	71
V.3.a Ejemplo de Calculo del Tramo 19-25.....	72

V.3.a.1	Calculo del Gasto.....	72
V.3.a.2	Pérdidas por Fricción.....	72
V.3.a.3	Pérdida ó Ganancia Total de Carga.....	73
V.3.a.4	Cargas Disponibles.....	73
V.3.a.5	Carga Piezométrica.....	74
CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		78
VI.1	TUBERIA TERMO-FUSIONABLE.....	79
	BIBLIOGRAFÍA.....	81

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

#### OBJETIVOS.

El objetivo del presente trabajo es la representación de los parámetros a considerar para la ejecución de un proyecto de Alcantarillado Sanitario y Agua Potable, en este caso para el "Fraccionamiento Lomas del Norte".

Comenzaremos en este capítulo y por realizar una representación del marco sobre el que se desarrollará el "Fraccionamiento Lomas del Norte" es decir su infraestructura con la que cuenta y contará a futuro.

En el capítulo II presentamos los datos básicos de proyecto, es decir, los datos y conceptos que debemos conocer para poder realizar un proyecto de Alcantarillado Sanitario y Agua Potable.

El capítulo III nos da a conocer especificaciones técnicas de la tubería, necesarias para el diseño de los dos sistemas mencionados.

El capítulo IV y V muestra las soluciones dadas para Alcantarillado Sanitario y Agua Potable respectivamente basados en los primeros 3 capítulos.

El capítulo VI concluye y recomienda brevemente, la experiencia de este trabajo.

## GENERALIDADES

Cuando se escoge un terreno para realizar un desarrollo urbano, hay que tener en cuenta algunos factores como:

- 1) La conveniencia desde el punto de vista comercial, de modo que se pueda hacer del desarrollo en proyecto, un centro de negocios de cualquier clase.
- 2) Su situación respecto a las vías de comunicación ya existentes.
- 3) Su situación en cuanto a la configuración del terreno.
- 4) La naturaleza del subsuelo ya que no conviene elegir un terreno donde no se cuente con buena base para la cimentación.
- 5) La mayor ó menor facilidad con que se puedan ejecutar las obras de SANEAMIENTO y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.
- 6) Su situación topográfica, pues debe elegirse un lugar que esté a salvo de inundaciones.

Estos seis puntos solo son indicadores generales, pues muchas veces al hacer la elección del terreno, se tiene mas bien en cuenta el factor comercial. Pero al menos en la zona que se juzgue apropiada, puede elegirse el terreno que tenga mejores condiciones.

Tomando en cuenta estos puntos generales hablaremos del medio en que se desarrolla el fraccionamiento "Lomas del Norte" en estudio.

El proyecto del "Fraccionamiento Lomas del Norte" se localiza en la ciudad de Chihuahua. El estado de Chihuahua presenta los siguientes aspectos geográficos:

Coordenadas geográficas extremas:	Al norte 31° 47', al sur 25° 38' de latitud norte, al este 103° 18', al oeste 109° 07' de latitud oeste.
-----------------------------------	--

Porcentaje territorial:	El estado de Chihuahua representa el 12.6% de la superficie del país.
Colindancias:	Chihuahua colinda al norte con los Estados Unidos de América; al este con los Estados Unidos de América, Coahuila de Zaragoza y Durango; al sur con Durango y Sinaloa; al oeste con Sinaloa, Sonora y los Estados Unidos de América.

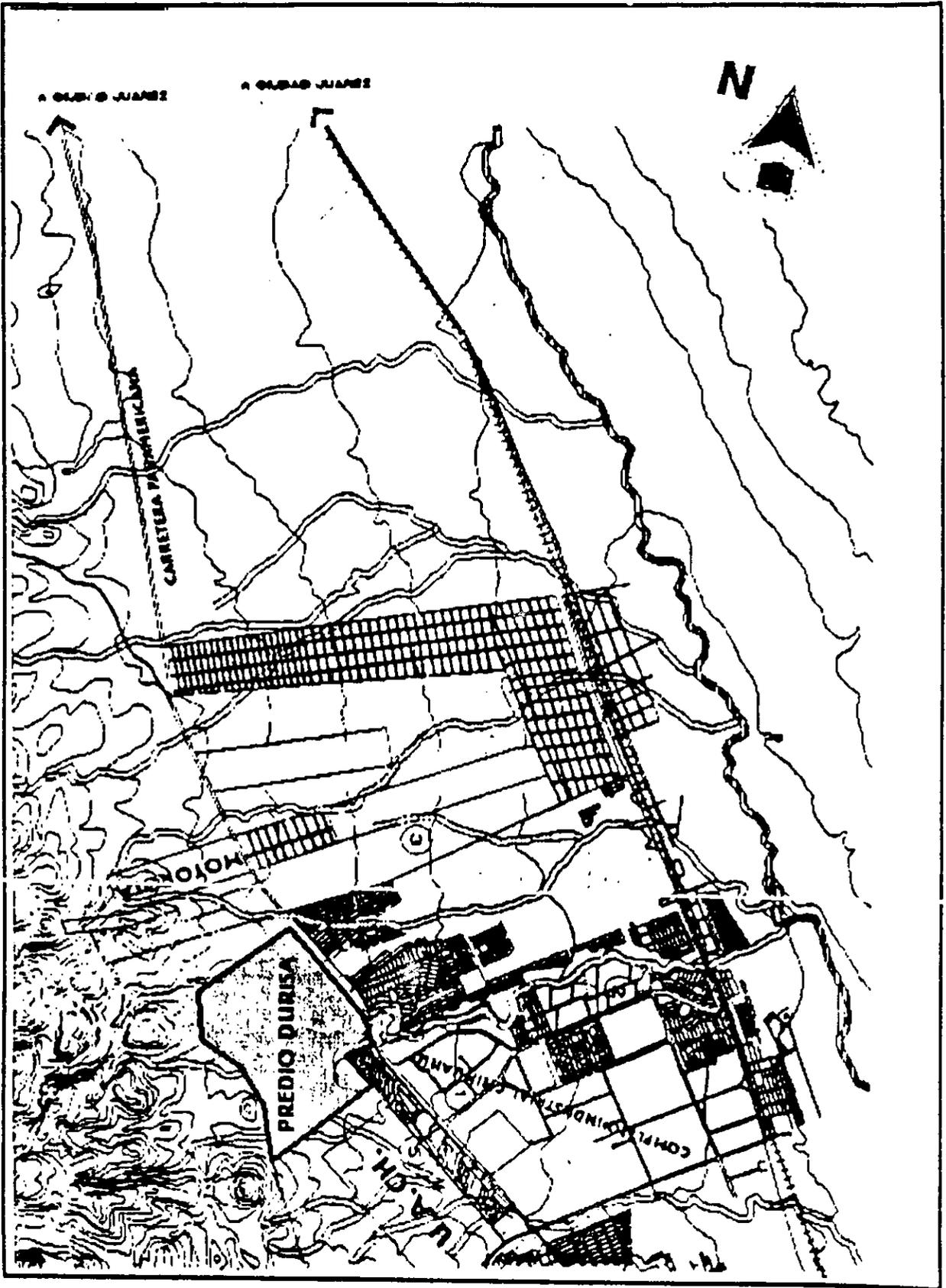
El estado de Chihuahua cuenta con 67 municipios, entre ellos la ciudad de Chihuahua, que tiene una latitud norte de 28° 38', una longitud oeste de 106° 04' y una altitud de 1440 metros sobre el nivel del mar.

El proyecto en estudio cuenta con una superficie de alrededor de 30 hectáreas, que a su vez forma parte de un plan de desarrollo urbano del "Predio Durisa" que lo conforma alrededor de 300 hectáreas (plano I.1). A manera de **JUSTIFICACION** del proyecto "Fraccionamiento Lomas del Norte" se darán a conocer los antecedentes generales del "Predio Durisa", es decir la infraestructura con que se cuenta para el desarrollo del fraccionamiento, y en especial, para sus redes de alcantarillado y agua potable.

## I.1 LOCALIZACION

El "Predio Durisa" (plano I.1) se localiza al norte de la ciudad de Chihuahua en el km. 12 de la carretera a ciudad Juárez y forma parte de la reserva norte con que cuenta la ciudad para recibir el crecimiento que se estima de unos 250.000 habitantes durante los próximos 4 años.

El crecimiento observado en los últimos años, muestra un crecimiento importante hacia el norte de la mancha urbana que hace que la reserva norte se incorpore a la ciudad, dando este predio una potencialidad enorme, lo que hace tener necesidad de crear un plan de desarrollo urbano que lo integre a la ciudad en una forma ordenada y dentro de un marco legal.



**LOCALIZACION**

plano I.1

## I.2 MEDIO NATURAL

### I.2.a Aspectos Topográficos.

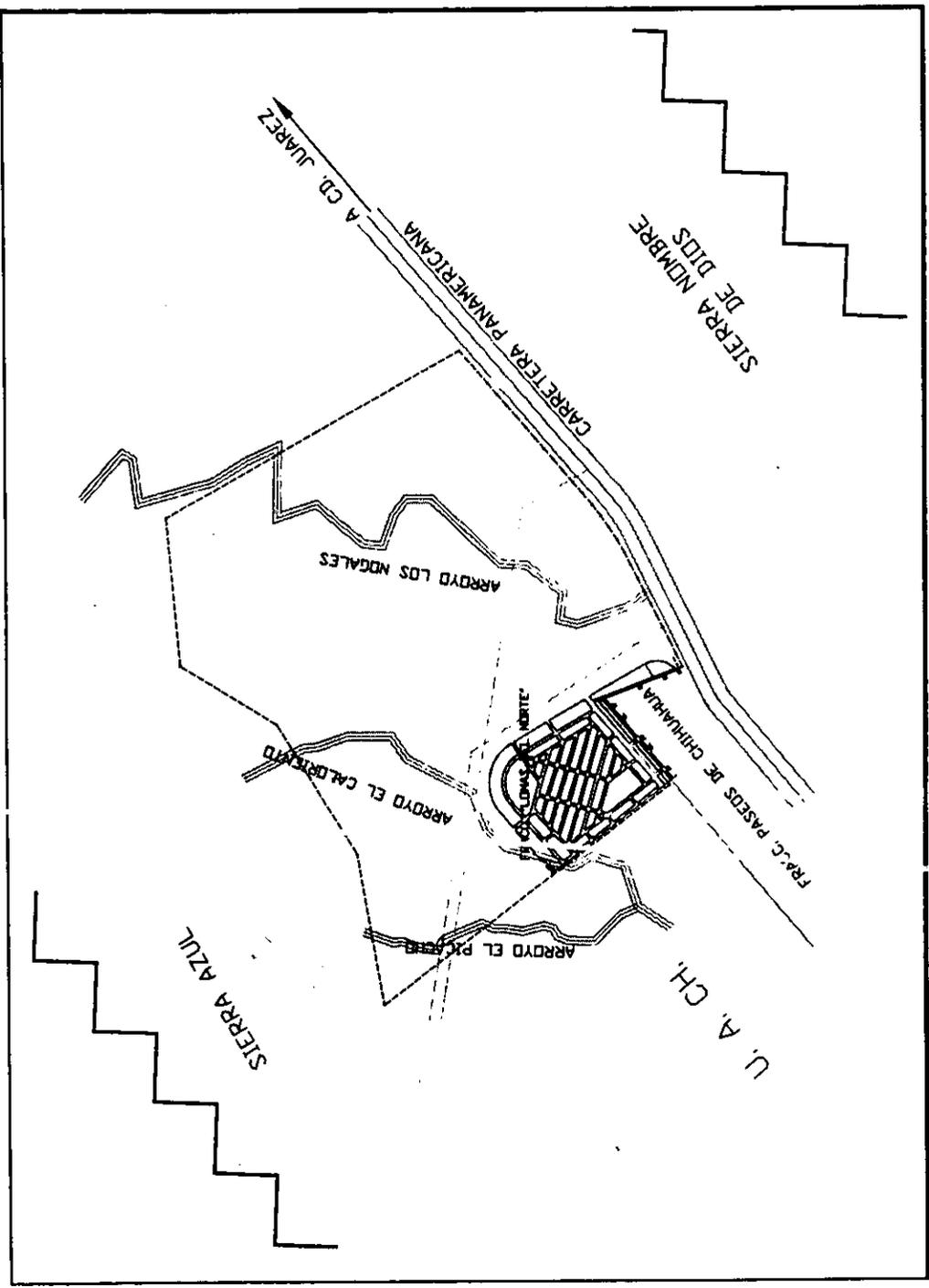
El terreno en general es lomerío suave con pendientes promedio del 5 % hacia las cauces de los arroyos que cruzan la zona y que sus pendientes en el lecho de su cauce es de 1.5 % promedio.

Los cauces de los arroyos Los Nogales, El Caloriento y El Picacho, son los elementos naturales más significativos (plano I.2). El arroyo "El Caloriento" atraviesa la parte sur-oeste del fraccionamiento "Lomas del Norte" como solución previa se propuso una vialidad a fin de no interferir en el cauce natural del arroyo. Esta vialidad puede ser alterna a la canalización del arroyo ó bien puede tapar dicha canalización a manera de alcantarilla.

Además a estos hay elementos artificiales, que se localizan en el predio como es la línea de conducción del acueducto del Sauz, que cruza el predio en dirección norte-sur y dos líneas de transmisión de energía eléctrica.

Otro elemento son las excavaciones dejadas por la explotación de bancos de material y que en algunas zonas cambiaron significativamente la formación natural del terreno.

	<b>POLIGONAL</b>		<b>ARROLLOS</b>		<b>REMATE VISUAL</b>		
							
	<b>LINEAS A.T.</b>		<b>VISTAS</b>				



# M E D I O N A T U R A L

## I.2.b Hidrografía

Los escurrimientos pluviales son afluentes del Río San Francisco y solo conducen agua en la temporada de precipitaciones y por las características de éstas de tipo torrencial hacen que su flujo por los cauces de los arroyos (Los Nogales, El Caloriento y El Picacho), sea turbulento debido a su pendiente.

## I.2.c Puntos de Interés Paisajístico.

En la escala del paisaje permite que los elementos naturales se den como un marco de referencia que le den individualidad al sitio.

Hacia el Este se observan los desarrollos urbanos que forman parte de la reserva norte y también tierras de cultivo que son ribereñas al Río Sacramento y como fondo la sierra Nombre de Dios. Al Oeste la agreste serrana de la Sierra Azul y cuyas elevaciones como El Picacho, El Caloriento y La Cañada del Arroyo del Ermitaño, dan una característica única al paisaje.

Estas serranías con el sentido Este-Oeste lo limitan y en el sentido Norte-Sur lo dejan con sentido de crecimiento. (plano I.2)

## I.3 MEDIO ARTIFICIAL.

En el área se cuenta con la infraestructura necesaria para la donación de servicios.

### I.3.a Agua Potable

Dentro del "Predio Durisa" pasa el acueducto del Sauz fuente principal de abastecimiento de agua potable de la ciudad. Debido a la dimensión del "Predio Durisa" se tendrán que hacer las obras necesarias para su regulación y distribución. El manantial del Sauz se encuentra a 60 km. al norte de la ciudad de Chihuahua.

### I.3.b Drenaje Sanitario

Actualmente existen tres puntas para la descarga de aguas residuales. Una de ellas se localiza en el cruce de la carretera Panamericana con el arroyo Los Nogales, en éste punto se descargaría el 60%. Otro punto de descarga es en los colectores existentes en el fraccionamiento "Paseos de Chihuahua", éste punto de descarga está limitado a la capacidad de los mismos. Y por último el punto que se

localiza en la confluencia de los arroyos El Caloriento y El Picacho, en este punto se descargaría al colector que se está construyendo en terrenos de la Universidad Autónoma de Chihuahua (UACH).

### I.3.c Energía Eléctrica

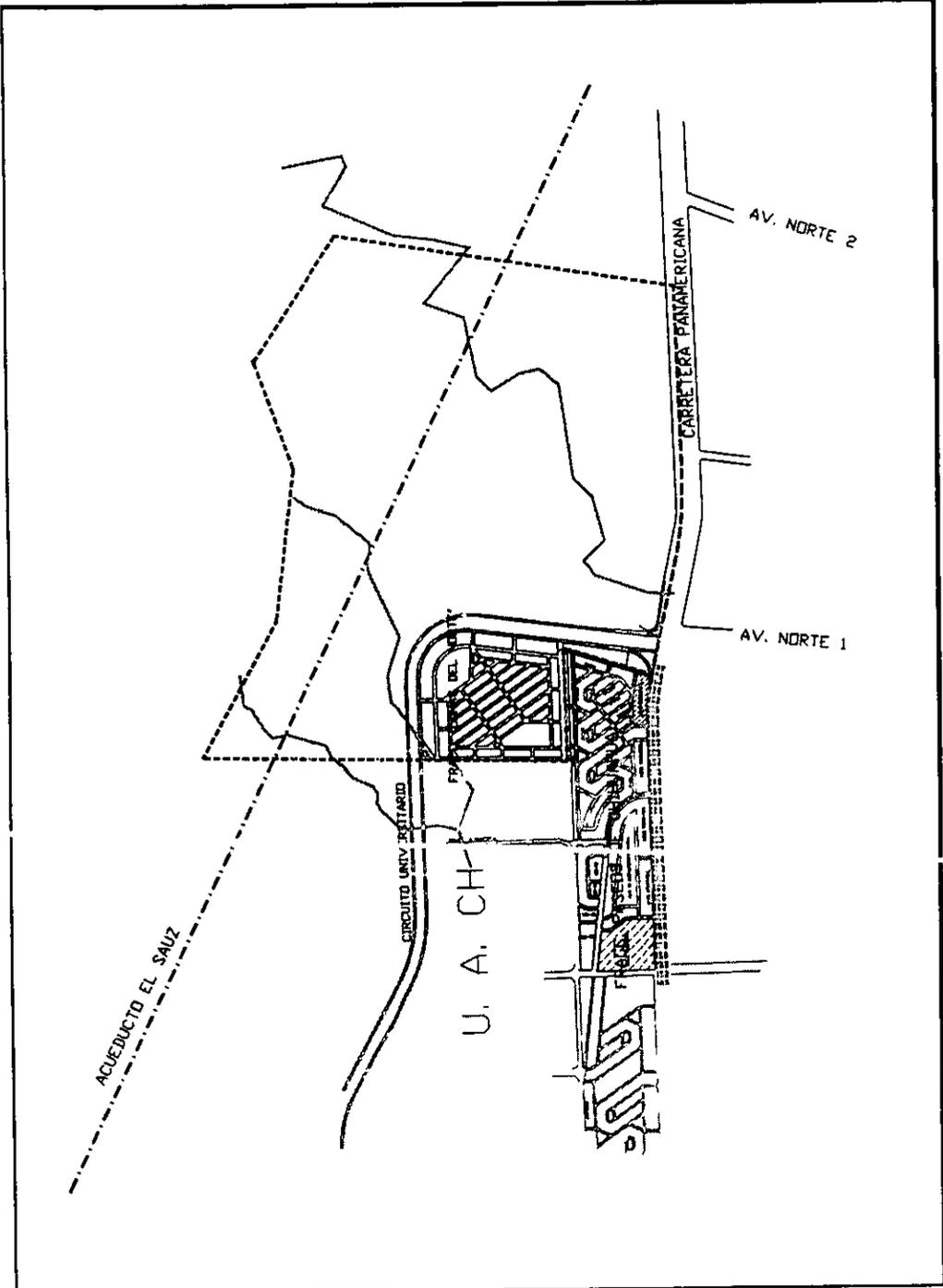
En el área en estudio pasan dos líneas de transmisión de energía eléctrica de 115 kv. y 230 kv. respectivamente, lo que facilita la donación del servicio.

### I.3.d Estructura Vial Existente

Las vialidades principales existentes son:

En el sentido Norte-Sur, la vialidad primaria más importante es la carretera Panamericana que cruza la ciudad de norte a sur y que una al desarrollo al centro de la ciudad. En el sentido Este-Oeste es parte del circuito Universitario el cual en su dirección oeste cambia de dirección hacia el sur uniéndose posteriormente con el Periférico de la Juventud. (plano I.3)

- - - - -  
 POLIGONAL  
 LINEAS A.T.  
 ARROLLOS



**VIALIDADES EXISTENTES**

#### I.4 USOS DE SUELO

Circundando al "Predio Durisa" se pueden identificar los siguientes usos:

Al norte de manera inmediata terrenos en breña de propiedad particular y la planta industrial Motorola. Al sur con el nuevo Campus Universitario, el fraccionamiento Paseos de Chihuahua y terrenos en breña. Al oeste con predios del Ejido Nombre de Dios. Al este con predios de uso habitacional que se extienden a lo largo de la carretera Panamericana, las viviendas son unifamiliares generadas por auto construcción principalmente en las colonias 20 Aniversario y Juan Güereca (asentamientos populares). También destacan fraccionamientos generados por diversos organismos del gobierno Federal y Estatal, como son las unidades Vasconcelos, Magisterial, Solidaridad, Los Arcos, Los Portales, Chihuahua 2000, etc. Todo esto en su conjunto ha hecho de ésta zona una de las de mayor crecimiento de la ciudad.

#### I.5 ASPECTOS SOCIOECONOMICOS

El claro crecimiento de la zona norte, hace que este predio tenga potencialidades muy grandes, su cercanía con el "Complejo Industrial Chihuahua", la planta Motorola, el nuevo parque Industrial Impulso y los comercios y servicios que se ubican sobre la carretera Panamericana, contribuyen a favorecer el crecimiento de esta zona norte, y crea la necesidad de la construcción de infraestructura de vivienda y de servicios urbanos.

Por otro lado la cercanía a las fuentes de aprovisionamiento de agua, hacen que esta zona tenga un crecimiento natural.

Algunas indicaciones señalan que en la tasa anual de crecimiento de vivienda de 1970 a 1980 fue de 5.08% y de 1980 a 1990 de 7.56%. La inversión por parte de organismos del sector público, hasta el año 1986 fue de 97.3% para la construcción de vivienda terminada, 1.3% para vivienda progresiva, 1.4% para mejoramiento de vivienda. Lo anterior demuestra que hay una gran población demandante de vivienda en los sectores de ingresos bajos.

En los últimos dos años aumentó la migración poblacional a los principales centros urbanos, Juárez y Chihuahua reciben juntas cerca de 12,000 familias al año, la vivienda no se incrementa en la misma proporción.

El área en estudio es un terreno en breña y presenta altas perspectivas de desarrollo por su ubicación colindante a la carretera Panamericana que es un importante corredor urbano y por la infraestructura existente en el área.

La población económicamente activa representa el 33%, de estos el 85% tiene trabajo eventual y el 15% tiene trabajo de planta. El nivel de salarios en general es menor a los dos salarios mínimos diarios y los trabajadores ocupados laboran principalmente en sector secundario como empleados u obreros.

## I.6 PROPUESTA PARA LA DOTACION DE INFRAESTRUCTURA URBANA.

En éste ámbito general ya mencionado, se desarrollará nuestro proyecto del "Sistema de Agua Potable y Alcantarillado" para el Fraccionamiento "Lomas del Norte".

De acuerdo al **OBJETIVO** que nos hemos propuesto en este tema tesis, que es representar los parámetros más importantes que se toman en cuenta para llegar a obtener la solución más óptima de los sistemas de alcantarillado y agua potable; es necesario mencionar la propuesta de donación para la infraestructura urbana, a parte de la ya existente.

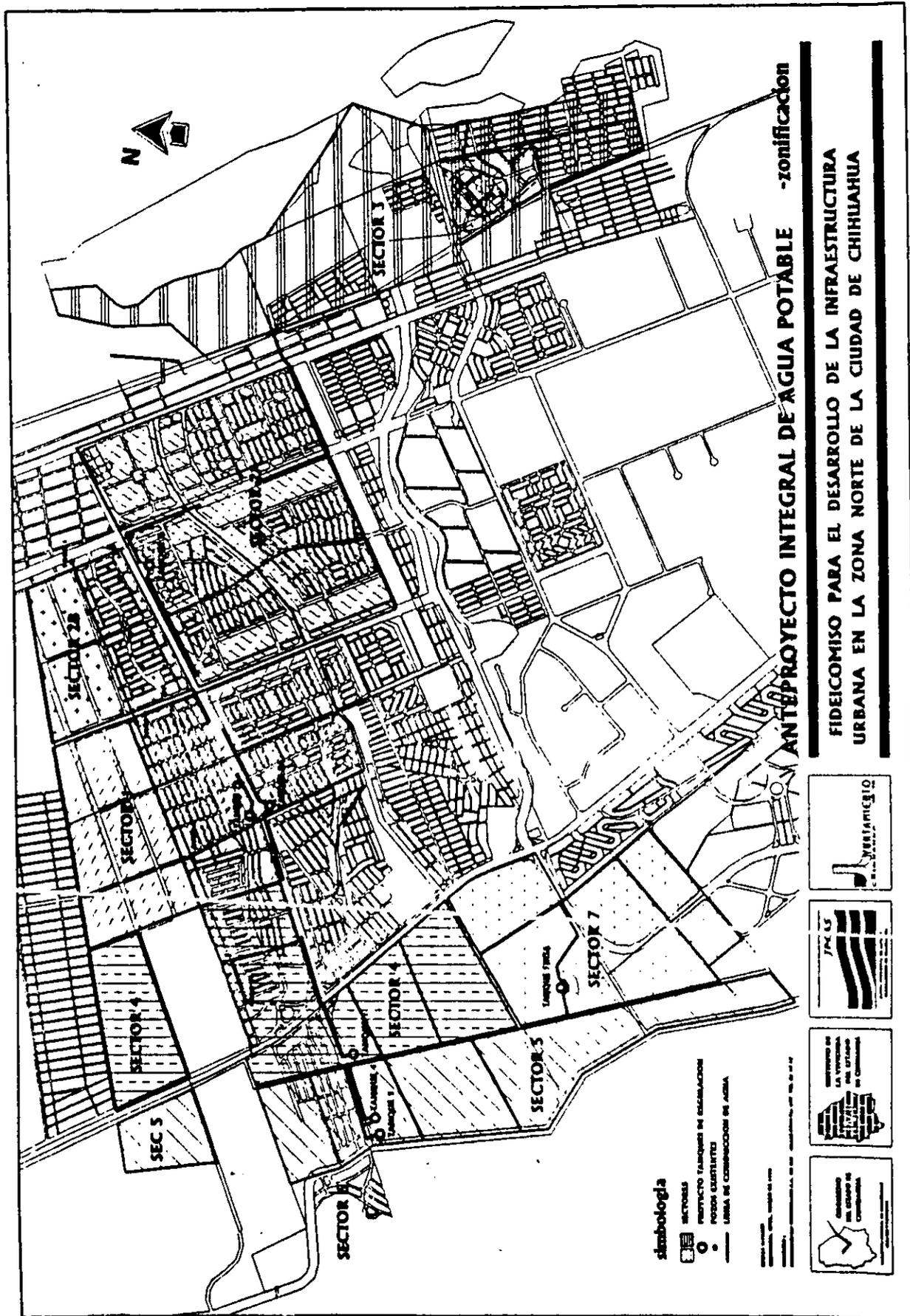
Todo esto para destacar la importancia de las obras alternas para optimizar los desarrollos urbanos en este caso de la zona norte de la ciudad de Chihuahua

Dicho lo anterior, representaremos a manera de planos la propuesta de infraestructura que en su momento ayudará a tener un buen funcionamiento de nuestros sistemas en estudio.

### I.6.a Agua Potable

La donación para la infraestructura urbana se basa en el anteproyecto que presentó la Junta Municipal de Aguas y Saneamiento de la Ciudad de Chihuahua para la zona norte

En éste se señalan siete sectores para el control de abastecimiento del agua potable, el desarrollo que nos ocupa está dentro de los sectores 4, 5 y 7. (plano I.4)

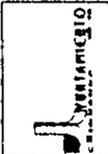


**ANTEPROYECTO INTEGRAL DE AGUA POTABLE -zonificación**

**FIDEICOMISO PARA EL DESARROLLO DE LA INFRAESTRUCTURA URBANA EN LA ZONA NORTE DE LA CIUDAD DE CHIHUAHUA**

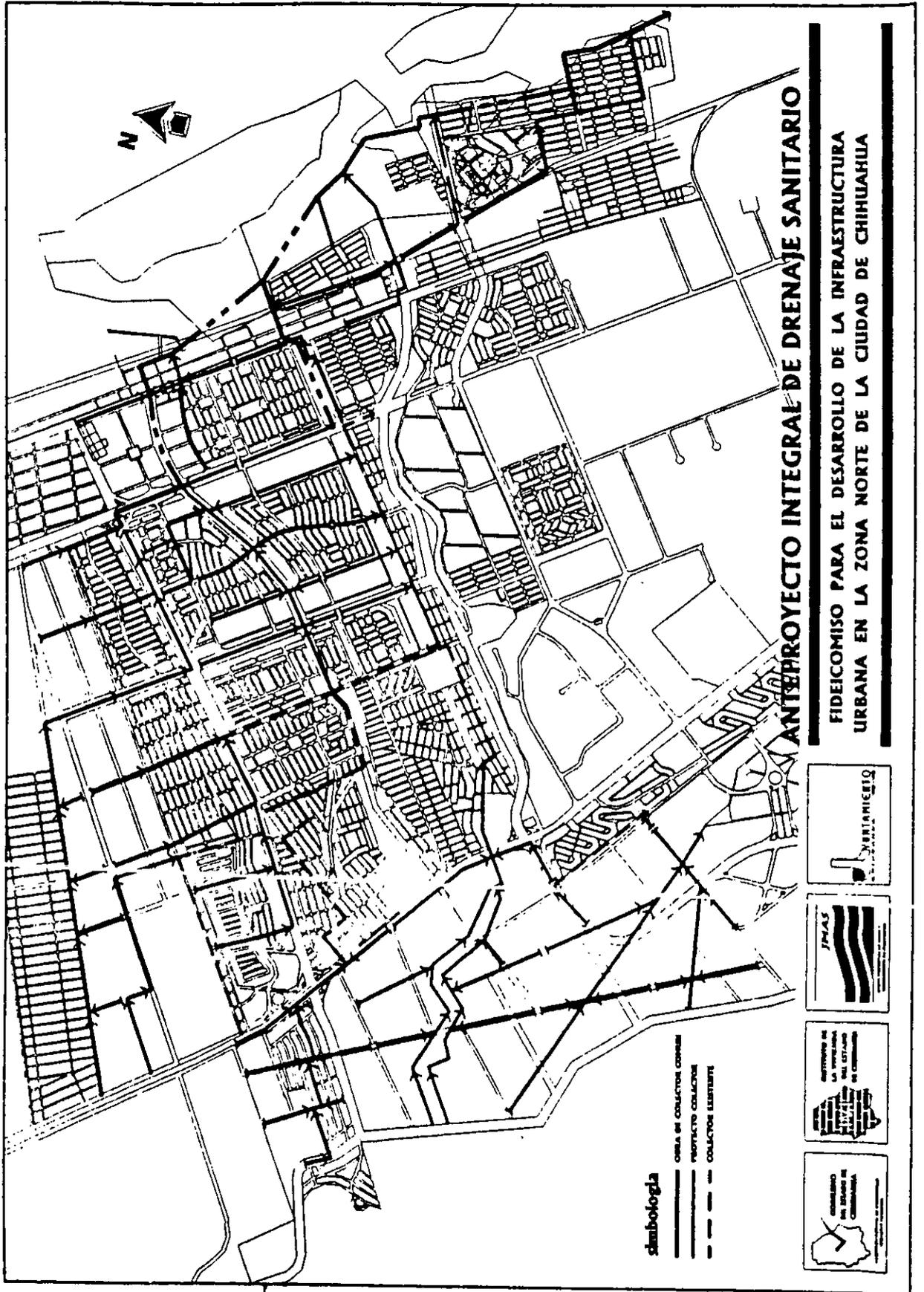
**simbología**

- SECTORES
- EXISTENTES TANTEROS DE REGULACION
- PROYECTOS TANTEROS
- POZOS EXISTENTES
- LINEAS DE CONSTRUCCION DE AGUA



### I.6.b Drenaje Sanitario

En cuanto al drenaje sanitario están contemplados tres colectores, cada uno de los cuales están localizados en las cuencas de los arroyos Los Nogales, El Caloriento y El Picacho. Estos colectores descargarán aguas abajo al colector que está al margen del Río Sacramento y descargará sus aguas en la Planta de Tratamiento Norte. (plano I.5)



plano I.5

### I.6.c Energía Eléctrica.

La Comisión Federal de Electricidad tiene estudios preliminares donde tiene contemplado construir otra subestación para cubrir las necesidades de crecimiento de la zona norte.

### I.6.d Drenaje Pluvial

En el plan maestro de desarrollo se están respetando los cauces de los arroyos, pretendiéndose canalizar estos e integrarlos dentro de las vialidades propuestas. Los escurrimientos pluviales se captarán en forma superficial por las calles conduciendo éstos a los cauces de los arroyos.

Los **ALCANCES** del "Fraccionamiento Lomas del Norte" serán los de cubrir necesidades de vivienda (de acuerdo a los aspectos socioeconómicos), comerciales y de una adecuada integración al desarrollo urbano de la ciudad de Chihuahua. A esto podemos añadir lo importante de nuestro trabajo, un óptimo sistema de saneamiento y abastecimiento de agua.

Con estos antecedentes expuestos podemos dejar definido el objetivo, la justificación y los alcances de nuestro proyecto en estudio.

Los capítulos subsecuentes nos llevarán a datos y aspectos técnicos necesarios para la elaboración de un sistema de "AGUA POTABLE" y "ALCANTARILLADO" para el "Fraccionamiento Lomas del Norte".

## CAPITULO II

### DATOS BASICOS DEL PROYECTO.

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo múltiples problemas, dentro de los cuales se consideran como prioritarios el abastecimiento de agua potable y desalojo de las aguas residuales.

En la elaboración de cualquier proyecto, es necesario tener especial cuidado en la definición de los datos básicos. Estimaciones exageradas provocan la construcción de sistemas sobredimensionados, mientras que estimaciones escasas dan como resultado sistemas deficientes ó saturados en un corto tiempo; ambos casos representan inversiones inadecuadas e imposibilitan su recuperación, por el mal funcionamiento de los propios sistemas.

Considerando lo anterior, es importante mencionar que el ingeniero proyectista es el responsable de asegurar la recopilación de información confiable, de realizar análisis y conclusiones con criterio y experiencia para cada caso en particular, y de aplicar los lineamientos que a continuación se presentan, con objeto de obtener datos básicos razonables para la elaboración de proyectos ejecutivos de agua potable y alcantarillado sanitario.

#### II.1 GENERALIDADES.

Una vez recopilada toda la información disponible de los sistemas de agua potable y alcantarillado en funcionamiento y la propuesta de infraestructura para el desarrollo urbano, se presentará una síntesis que proporcione un diagnóstico para cada sistema, señalando sus características más importantes.

Al identificar las zonas habitacionales, expuestas en el capítulo anterior, las zonas industriales y comerciales, podemos de acuerdo también a lo expuesto en el párrafo anterior, dar inicio para obtener los datos básicos que son necesarios en la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario.

En seguida daremos a conocer conceptos generales y datos de suma importancia para los dos sistemas en estudio;

## II.1.a Población

### II.1.a.1 Población Actual

De acuerdo a las diferentes zonas habitacionales descritas anteriormente, se define la población actual correspondiente.

La información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geográfica e Informática (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, nos dará las bases para determinar la proyección de la población al año en que se ejecutan los estudios y proyectos.

### II.1.a.2 Población de Proyecto.

Es importante consultar el plan de desarrollo urbano de la localidad, para definir la densidad de población futura, y las estrategias planteadas por la rectoría municipal para el crecimiento de la localidad, de manera que se determine la dimensión urbana a la que se deberán proporcionar los servicios.

Las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, dan las bases para proyectar la población anualmente en un horizonte de 20 años.

Los factores básicos del cambio en la población son:

El aumento natural (más nacimientos que muertes) y el movimiento de las familias hacia dentro y hacia fuera de un área determinada.

### II.1.b Período de Diseño y Vida Útil.

#### II.1.b.1 Período de Diseño.

Se entiende por período de diseño, el intervalo de tiempo durante el cual la obra llega a su nivel de saturación, este período debe ser menor que la vida útil.

Los períodos de diseño están vinculados con aspectos económicos y financieros, por lo que en la selección del período de diseño se deben considerar ambos aspectos. Se buscará el máximo rendimiento de la inversión al disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto plazo.

De acuerdo con los criterios anteriores, los componentes de los sistemas deberán diseñarse para períodos de cinco años ó más.

### II.1.b.2 Vida Útil.

La vida útil es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso ó que requiera ser eliminada por insuficiente.

Se deben tener en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema.

### II.1.c Zanjas para la Instalación de Tuberías.

Las tuberías se instalan sobre la superficie, enterradas ó con una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, clase de tubería y tipo de terreno. Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que éstas se instalen en condiciones de zanja.

El terreno rocoso debe analizarse la conveniencia de instalar tubería superficialmente sobre apoyos adecuados.

### II.1.c.1 Ancho de Zanja.

En la tabla II.1 se indica el ancho recomendable de la zanja, para diferentes diámetros de tubería.

Tabla II.1 Ancho de Zanja.

DIAMETRO NOMINAL		ANCHO (cm)
(cm)	(pulgadas)	
2.5	1.0	50
5.0	2.0	55
6.0	2.5	60
7.5	3.0	60
10.0	4.0	60
15.0	6.0	70
20.0	8.0	75
25.0	10.0	80
30.0	12.0	85
35.0	14.0	90
38.0	15.0	100
40.0	16.0	100
45.0	18.0	110
50.0	20.0	120
60.0	24.0	130
75.0	30.0	150
90.0	36.0	170
107.0	42.0	195
122.0	48.0	215
152.0	60.0	250
183.0	72.0	285
213.0	84.0	320
244.0	96.0	355

tabla II.1

### II.1.c.2 Plantilla ó Cama.

La plantilla ó cama consiste en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa interna de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60 % de su diámetro exterior. El resto de la tubería debe ser cubierta hasta una altura de 30 cm. arriba de su lomo con material granular fino colocado a mano y compactado cuidadosamente, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la

tubería. Este relleno se debe hacer en capas que no excedan de 15 cm de espesor. (fig.II.1)

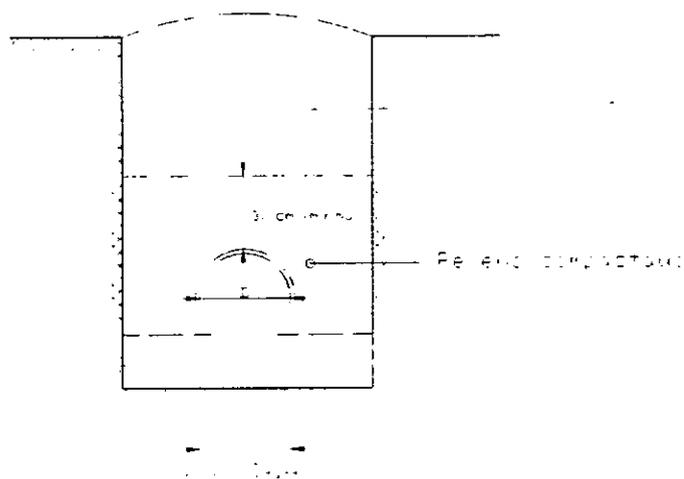


Fig.II.1

Deberán excavarse cuidadosamente las cavidades para alojar la campana de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja ó la plantilla apisonada, el espesor de ésta será de 10 cm.

En caso de instalar tubería de acero y sí la superficie del terreno lo permite no es necesaria la plantilla. En lugares excavados en roca ó tepetate duro, se preparará la cepa de material suave que pueda dar un apoyo uniforme al tubo, con tierra ó arena suelta con espesor mínima de 10 cm.

## II.2 PROYECTOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

### II.2.a Aportación de Aguas Negras.

Se adopta el criterio de aceptar como aportación de aguas negras, el 75 % del volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios, este volumen es llamado dotación (sección II.3 proyectos de agua potable), considerando que el 25 % restante se consume antes de llegar a los conductos; es decir, la aportación de aguas negras es la cantidad de éstas que llega a nuestras tuberías.

$$A_p = 0.75 \cdot D$$

donde:

$A_p$  = Aportación de aguas negras

$D$  = Dotación en, lt/hab/día

En las localidades que cuenten con zonas industriales de consideración, se deberá obtener el porcentaje de aportación para cada una de estas zonas en particular, independientemente a las zonas domésticas.

#### II.2.b Coeficientes de Variación.

Las coeficientes de variación de las aportaciones de aguas negras son dos: uno que cuantifica la variación máxima instantánea (coeficiente de Harmon) de las aportaciones de aguas negras, es decir, liga el número de habitantes que se esté sirviendo en cada tramo de tubería, permitiendo calcular el gasto máximo en las horas de máxima demanda, y otro de seguridad.

##### II.2.b.1 Coeficiente de Variación Máxima Instantánea. (Coeficiente de Harmon)

Para cuantificar la variación máxima instantánea de las aportaciones, se utiliza la fórmula de Harmon, cuya expresión es:

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

donde

$M$  = Coeficiente de Harmon

$P$  = Población servida acumulada hasta el tramo de tubería considerada  
en miles de habitantes.

Para la aplicación de este coeficiente se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- En tramos que presenten una población acumulada menor a los 1000 habitantes se considera constante e igual a 3.8.
- Sí la población es mayor de 182.250 habitantes, el coeficiente se considera constante e igual a 1.80, es decir, a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue ya la ley de la variación establecida por Harmon.

### II.2.b.2 Coeficiente de Seguridad.

Generalmente en los proyectos de redes de alcantarillado se considera un margen de seguridad aplicando un coeficiente. Esto, para absorber los excesos en las aportaciones que puede recibir la red, generalmente por concepto de aguas pluviales ó crecimiento poblacional. Se considera un coeficiente que puede ser igual a 1.5.

$$C.S.=1.5$$

### II.2.c Gastos de Diseño.

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos están en función del primero.

#### II.2.c.1 Gasto Medio

La cuantificación del gasto medio de aguas negras en un tramo de la red se hace en función de la población y de la aportación de aguas negras.

La expresión para calcular el valor del gasto medio en condiciones normales es:

$$Q_{med} = \frac{A_p \cdot P}{86400}$$

donde:

$Q_{med}$  = Gasto Medio lt/seg

$A_p$  = Aportación de aguas negras, de acuerdo al uso de suelo en lt/hab/día.

$P$  = Población de proyecto en habitantes.

86.400 = Seg/día

#### II.2.c.2 Gasto Mínimo.

La expresión que generalmente se utiliza para calcular el valor del gasto mínimo es:

$$Q_{min} = 0.5 \cdot Q_{med}$$

donde:

$Q_{\min}$  = Gasto mínimo en, lt/seg

$Q_{\text{med}}$  = Gasto medio en, lt/seg

Cuando resulten valores de gasto mínimo menores a 1.5 lt/seg, se debe de adoptar este valor para utilizarlo en el diseño. Es conveniente mencionar que 1.5 lt/seg es el gasto que genera la descarga de un excusado con tanque de 16 litros.

### II.2.c.3 Gasto Máximo Instantáneo.

El gasto máximo instantáneo se estima afectando al gasto medio por el coeficiente de Harmon.

$$Q_{MI} = M \cdot Q_{\text{med}}$$

donde:

$Q_{MI}$  = Gasto máximo instantáneo, lt/seg

$Q_{\text{med}}$  = Gasto medio en, lt/seg

$M$  = Coeficiente de Harmon

### II.2.c.4 Gasto Máximo Extraordinario.

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos y su valor se calcula afectando al gasto máximo instantáneo con el coeficiente de seguridad, es decir:

$$Q_{ME} = C.S. \cdot Q_{MI}$$

donde:

$Q_{ME}$  = Gasto máximo extraordinario en, lt/seg

C.S. = Coeficiente de seguridad

$Q_{MI}$  = Gasto máximo instantáneo en, lt/seg

## II-2.d Calculo Hidráulico.

### II.2.d.1 Fórmula para Diseño

Se empleará la fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías cuando trabajen llenas, utilizando además, las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos. (fig. II.2)

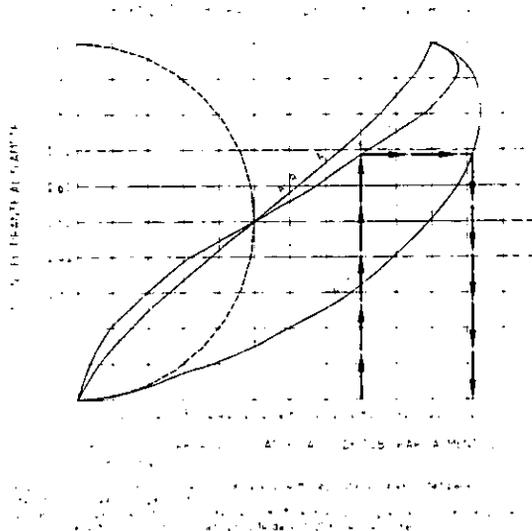


Fig. II.2

La expresión algebraica de la fórmula de Manning es:

$$V = \frac{1}{n} \cdot r^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

donde:

- V = Velocidad media del flujo, en m/seg.
- n = Coeficiente de rugosidad
- r = Radio hidráulico, en metros
- S = Pendiente geométrica, hidráulica ó de fricción  
(perdida de carga unitaria, en m/m)

#### II.2.d.2 Valor del Coeficiente de Rugosidad

El coeficiente de rugosidad varía según la clase de material de las tuberías.

El valor de n que debe emplearse en la fórmula anterior es de 0.013 para tubos de concreto prefabricados, y 0.009 para tubos P.V.C.

#### II.2.e Parámetros Hidráulicos Permisibles.

##### II.2.e.1 Velocidades

- Velocidad máxima. La velocidad permisible, para evitar erosión en las tuberías, está en función del tipo de material que se

utilice, para las tuberías de concreto utilizaremos una velocidad máxima de 3 m/seg. y para las tuberías de PVC (policloruro de vinilo) 5 m/seg.

Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario, considerando el tirante que resulte (a tubo lleno ó parcialmente lleno)

- Velocidad mínima. En casos normales para el gasto mínimo se acepta una velocidad de 0.60 m/seg., a tubo lleno. La velocidad mínima permisible en casos excepcionales es de 0.3 m/seg., considerando el gasto mínimo y su tirante correspondiente a tubo parcialmente lleno.

Adicionalmente debe asegurarse que dicho tirante tenga un valor mínimo de 1.0 cm. en caso de fuertes pendientes y de 1.5 cm. en casos normales. Estas restricciones tienen por objeto evitar el deposito de sedimentos que provoquen azolves y taponamientos en el tubo.

#### II.2.e.2 Diámetros Mínimo y Máximo

Los diámetros mínimo y máximo en un alcantarillado sanitario, los fijan las consideraciones siguientes:

- Diámetro mínimo. La experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, ha demostrado que el diámetro mínimo en las tuberías es de 20 cm.
- Diámetro máximo. Está en función de varios factores, entre los que destacan: las características topográficas y de mecánica de suelos de cada localidad en particular, el gasto máximo extraordinario de diseño, el tipo de material de la tubería y los diámetros disponibles en el mercado.

En cualquier caso, la selección del diámetro depende de las velocidades permisibles.

#### II.2.e.3 Pendientes.

La pendiente de cada tramo de tubería debe ser tan semejante a la del terreno como sea posible, con objeto de tener excavaciones mínimas.

La velocidad está en función de la pendiente y es natural que al limitar la velocidad, limitamos la pendiente, el objeto implícito en estas limitaciones es la de evitar, hasta donde sea posible, la construcción de estructuras de caída, que además de encarecer las obras, propician la

producción del gas hidrógeno sulfurado, que destruye el concreto y aumenta los malos olores.

## II.2.f Zanja para Instalación de Tuberías.

### II.2.f.1 Ancho de Zanja.

El ancho de zanja quedó determinado en la tabla II.1

### II.2.f.2 Profundidad de Zanja.

La profundidad de instalación de los conductos queda definida por: la topografía, los colchones mínimos, las velocidades máxima y mínima, la existencia de conductos de otros servicios, las descargas domiciliarias, economía de las excavaciones y la resistencia de las tuberías a cargas exteriores.

Las profundidades a las cuales se instalen las tuberías deben estar comprendidas dentro del ámbito de mínima y la máxima.

- Profundidad mínima. La determina el colchón mínimo necesario para la debida protección de la tubería y la seguridad de permitir que se conecten los albañales domiciliarios.

El colchón mínimo necesario para evitar rupturas del conducto, ocasionadas por cargas vivas, está en función del diámetro de la tubería. (tabla II.2)

Tabla II.2 Colchón Mínimo.

DIAMETRO DEL TUBO	COLCHÓN MINIMO
Hasta 45 cm.	0.90 m.
Mayores de 45 cm y hasta 22 cm.	1.00 m.
Mayores de 122 cm	1.50 m.

tabla II.2

Los colchones mínimos podrán modificarse en casos especiales, con previo análisis particular y justificación de cada caso. Los principales factores que intervienen para modificar el colchón son: el tipo tubería a utilizar (PVC, concreto etc.) y las cargas vivas que puedan presentar.

Para permitir la correcta conexión de los albañales se acepta que el albañal tenga como mínimo una pendiente de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio tenga una profundidad mínima de 60 cm.

- Profundidad máxima. La experiencia ha demostrado que entre 3 y 4 metros de profundidad el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas y que a profundidades mayores, resulta más económico el empleo de atarjeas laterales, es decir, la profundidad máxima está en función de un estudio económico comparativo entre el costo del conducto principal y sus albañales correspondientes y el de atarjeas laterales.

### II.3 PROYECTOS DE AGUA POTABLE.

#### II.3.a Demanda

##### II.3.a.1 Consumo

El consumo de agua se determina de acuerdo con el tipo de usuarios, esto es, se divide en diferentes clases, como: doméstico, comercial, industrial ó de servicios públicos, a su vez el consumo doméstico, se divide en residencial, medio y popular. El consumo industrial se separa en turístico e industrial.

##### II.3.a.2 Demanda Actual

El consumo promedio calculado para cada tipo de usuario, se multiplicará por la población actual de cada sector socioeconómico, por las unidades comerciales, industriales y de servicios existentes, para calcular el volumen consumido correspondiente a cada tipo de usuario.

##### II.3.a.3 Proyección de la Demanda

La proyección de la demanda de agua potable se realiza con base en los consumos de las diferentes zonas socioeconómicas y a la demanda actual, tomando en cuenta lo siguiente:

- El consumo doméstico debe presentar una tasa decreciente en el tiempo, lo que significa que el volumen diario que se asigna por persona tiende a disminuir año con año, como resultado de la aplicación de políticas de uso racional de agua potable.
- En caso contrario de la anterior, es decir, que se aplique una tasa creciente, se deberá justificar ampliamente.

- La proyección del volumen doméstico total se realiza utilizando las proyecciones de población, dentro del horizonte del proyecto.
- Cuando las demandas comercial, industrial y turística sean poco significativas con relación a la demanda doméstica, las primeras quedan incluidas en la demanda doméstica.
- Cuando las demandas de los sectores comercial, industrial y turístico sean importantes, deberán considerarse las tendencias de crecimiento histórico con los censos económicos ó con los proyectos de desarrollo.
- A partir del estudio de factibilidad se debe obtener el comportamiento esperado en la eficiencia del sistema, durante el período de proyecto. Con esta información se calcula el agua no contabilizada (pérdidas físicas, errores de medición, etc.) que se estima para cada año.
- El cálculo de la demanda se debe realizar anualmente para un período de 20 años, y se obtiene con la suma de los consumos por sector.

#### II.3.a.4 Demanda Contra Incendio

En pequeñas localidades, salvo cosas especiales, se considera innecesario proyectar sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios.

#### II.3.a.5 Dotación

La dotación es el volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo pérdidas. La dotación se obtiene a partir de la demanda actual, proyección de demanda y demanda contra incendio.

Para determinar la cantidad de agua que se requiera para las condiciones inmediatas y futuras de la localidad, se recomienda adoptar los siguientes valores, que están en función del clima y del número de habitantes (tabla II.3).

Tabla II.3 Dotación

POBLACION DE PROYECTO Habitantes	TIPO DE CLIMA		
	Cálido	Templado	Frío
	Lt / Hab / Día		
De 2500 a 15000	150	125	100
De 15000 a 30000	200	150	125
De 30000 a 70000	250	200	175
De 70000 a 150000	300	250	200
De 150000 o más	350	300	250

tabla II.3

Las dotaciones anteriores pueden ajustarse a las necesidades de la localidad.

#### II.3.b Coeficientes de Variación

Las condiciones climáticas, los días laborales y otras actividades, producen fluctuaciones diarias y horarias en la demanda de agua, éstas dan origen a los coeficientes de variación.

Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, para lo cual se utilizan los coeficientes de variación diaria y horaria.

##### II.3.b.1 Coeficiente de Variación Diaria

$$CV_d = 1.2 \text{ a } 1.5$$

El valor que generalmente se utiliza es de 1.2

##### II.3.b.2 Coeficiente de Variación Horaria

$$CV_h = 1.5 \text{ a } 2.0$$

El valor que generalmente se utiliza es de 1.5.

### II.3.c Gastos de Diseño

#### II.3.c.1 Gasto Medio Diario

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

Se expresa como:

$$Q_{med} = \frac{P \cdot D}{86400}$$

donde:

$Q_{med}$  = Gasto medio diario, en lt/seg

P = Número de habitantes

D = Dotación, en lt/hab/día

86400 = Segundos /día.

#### II.3.c.2 Gasto Máximo Diario

Este gasto se utiliza para calcular el volumen de extracción diaria de la fuente de abastecimiento, el equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regularización y almacenamiento.

Se expresa de la siguiente manera:

$$Q_{MD} = CV_d \cdot Q_{med}$$

donde:

$Q_{MD}$  = Gasto máximo diario, en lt/seg.

$CV_d$  = Coeficiente de variación diaria.

$Q_{med}$  = Gasto medio diario, en lt/seg.

#### II.3.c.3 Gasto Máximo Horario

Es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo y a la hora de máximo consumo.

Con este gasto, se calcula una red de distribución.

Se expresa como:

$$Q_{MH} = CV_h \cdot Q_{MD}$$

donde:

- QMH = Gasto máximo horario, en lt/seg.
- CVh = Coeficiente de variación horaria
- QMD = Gasto máximo diario, en lt/seg.

#### II.3.d Cálculo Hidráulico.

##### II.3.d.1 Fórmulas Para Diseño.

Existe una gran variedad de fórmulas para calcular el flujo en las tuberías, destacándose entre ellas las de Darcy - Weisbach, Hazen - Williams y Manning.

Tradicionalmente se utiliza la fórmula de Manning; y se expresa como:

$$V = \frac{1}{n} \cdot r^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

donde:

- V = Velocidad media del flujo, en m/seg.
- n = Coeficiente de rugosidad
- r = Radio Hidráulico, en m.
- S = Pendiente de ficción (pérdida de carga unitaria, en m/seg.)

Para el cálculo hidráulico de tuberías, cuando trabajen a presión, se utilizará únicamente la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas.

Para el cálculo de las pérdidas por fricción se emplea la siguiente fórmula:

$$h_f = K \cdot L \cdot Q^2$$

donde:

hf = Pérdidas por fricción, en m.

$$K = \frac{10.3 \cdot n^2}{D^{16/3}}$$

- L = Longitud de la conducción, en m.
- Q = Gasto en m<sup>3</sup>/seg.
- n = Coeficiente de rugosidad
- D = Diámetro del tubo, en m.

### II.3.d.2 Coeficiente de Rugosidad

Los diferentes valores recomendados para el coeficiente de rugosidad se indican en la siguiente tabla (II.4):

Tabla II.4 Coeficiente de Rugosidad

MATERIAL	COEFICIENTE (n)
Asbesto cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto áspero	0.016
Concreto presforzado	0.012
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimiento	0.014
Acero soldado con revestimiento interior a base epoxy	0.011
P.V.C. (Policloruro de vinilo)	0.009
Polietileno de alta densidad	0.009

tabla II.4

### II.3.e Velocidades

Al emplear tubería para la conducción, se está en posibilidad de realizar el análisis hidráulico de los conductos trabajando como canal ó a presión, de pendiendo de las características topográficas que se tengan.

Existen límites tanto inferiores como superiores de velocidad. La velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión. La velocidad mínima será de 0.3 m/seg., para evitar el asentamiento de las partículas que van suspendidas en el fluido.

La velocidad máxima permisible para evitar erosión, en las diferentes tuberías, se indica en la siguiente tabla (II.5):

Tabla II.5 Velocidad Máxima Permisible.

TIPO DE TUBERÍA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/seg.)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro ó mayores	3.5
Concreto presforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
P.V.C. (Policloruro de vinilo)	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

tabla II.5

#### II.3.f Regularización

La regularización tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones, de la conducción, que normalmente es constante, en régimen de consumos ó demandas de la red de distribución, que siempre es variable.

El tanque de regularización debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad. La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad. Adicionalmente a la capacidad de regularización se puede contar con un volumen extra en el almacenamiento y utilizarlo para alimentar a la red de distribución en condiciones de emergencia (incendios, desperfectos en la captación ó en la conducción, etc.)

#### II.3.g Zanja para la Instalación de Tuberías

##### II.3.g.1 Ancho de Zanja

El ancho de zanja se estableció antes en la tabla II.1

##### II.3.g.2 Profundidad de Zanja

La profundidad mínima de las zanjas está en función del diámetro de la tubería por instalar (tabla II.6)

Tabla II.6 Profundidad Mínima de Zanja

DIÁMETRO DEL TUBO	PROFUNDIDAD MÍNIMA DE ZANJA
Hasta 5 cm.	0.70 m.
Mayores de 5 cm. y hasta 90 cm.	0.90 m. Más el diámetro exterior del tubo
Mayores de 90 cm.	Dos veces el diámetro exterior del tubo

tabla II.6

Las profundidades de zanja indicadas anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación de cada caso.

Por lo que se refiere a la profundidad máxima, deberá realizarse un estudio técnico - económico para cada caso en particular

## CAPITULO III

### ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO

Los datos básicos para la elaboración de las redes de alcantarillado y agua potable quedaron establecidos en el capítulo anterior. Ahora daremos a conocer especificaciones ó detalles exclusivamente de la tubería que se utilizará en los sistemas de redes propuestos en este trabajo de tesis. Especificaciones adicionales necesarias como el de las obras accesorias (pozos de visita, atraques, etc.) se verán en los planos generales de las redes de alcantarillado y agua potable (capítulos IV y V)

#### III.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Un sistema de alcantarillado está integrado por todos ó algunos de los siguientes elementos: atarjeas, colectores, interceptores, emisores, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, descarga final y obras accesorias

La red de atarjeas ó tuberías tiene por objeto recolectar y transportar las descargas de aguas negras domésticas, comercial e industriales, para conducir los caudales hacia los colectores ó emisores.

Esta red de atarjeas regularmente se construía de tubos de concreto, pero últimamente debido a normas ecológicas se pide que la tubería sea sellada herméticamente, esto para evitar la contaminación del subsuelo y a su vez de los acuíferos cercanos. Sellar herméticamente tubería de concreto es muy caro en relación a sellar tubería PVC (policloruro de vinilo), además de otras ventajas como las mencionadas en la sección siguiente (III.1.a), por lo consiguiente ahora las redes de alcantarillado se instalan con tubería PVC.

##### III.1.a Especificaciones de Tubería PVC (policloruro de vinilo) para Alcantarillado Sanitario.

El policloruro de vinilo es conocido internacionalmente por las siglas "PVC", es un material plástico y pertenece a su vez al grupo de los termoplásticos, caracterizados estos por la particularidad de recuperar sus propiedades físicas y químicas cada vez que son sometidas a la acción del calor.

Las ventajas más importantes de la tubería PVC son: resistencia a la corrosión, no la atacan los roedores, bajo coeficiente de fricción

(0.009), no permite incrustaciones, muy ligera, facilidad de instalación, resistencia al impacto, no forma llama ni facilita la combustión, no comunica olor ni sabor al fluido que conduce (ideal para agua potable), instalación sencilla y por lo tanto económica, y la resistencia a la electrólisis.

La tubería para Alcantarillado Serie Métrica, es inspeccionada de acuerdo con la norma NOM-Z-12. Por lo cual es posible garantizar el buen funcionamiento de esta tubería, siempre y cuando se sigan los lineamientos de instalación recomendados internacionalmente para tubos de PVC. Esta tubería será usada en nuestras redes proyectadas.

### III.1.a.1 Especificaciones para Tubería PVC de Alcantarillado Serie Métrica (SM)

El producto objeto de la norma NOM-Z-12 debe cumplir con las siguientes especificaciones:

#### a) Características Dimensionales

- El diámetro exterior y el espesor de la pared de la parte lisa de los tubos se establecen en la tabla III.1. por su espesor de pared se clasifican en tres series: serie 25, serie 20 y serie 16.5.

Tabla III.1 Diámetros, Espesores de Pared y Tolerancias de los Tubos.

Dimensiones en milímetros

Diámetro Nominal (Dn) cm	Diámetro Exterior Tipo (de) Tol. (+)		Serie					
			25		20		16.5	
			e mín	tol. (+)	e Mín	tol. (+)	e Mín	tol. (+)
11.0	110	0.3	3.0	0.5	3.0	0.5	3.2	0.5
16.0	160	0.5	3.2	0.5	4.0	0.6	4.7	0.7
20.0	200	0.6	3.9	0.6	4.9	0.7	5.9	0.8
25.0	250	0.8	4.9	0.7	6.2	0.8	7.3	0.9
31.5	315	0.9	6.2	0.8	7.7	1.0	9.2	1.1
40.0	400	1.2	7.8	1.0	9.8	1.2	11.7	1.4
50.0	500	1.5	9.8	1.2	12.3	1.4	14.6	1.7
63.0	630	1.9	12.3	1.4	15.4	1.7	18.4	2.0

tabla III.1

- Espiga (E). Es la parte extrema de un tubo con chaflán (N) y limitado por la marca tope (Mt). (ver figura 1)
- Chaflán (N). Es el desbastado en la parte final de la espiga de un tubo que tiene por objeto, facilitar el acoplamiento en el sistema espiga campana. Ver detalles de la campana en la sección III.2.a.2. El extremo espiga de los tubos debe tener un chaflán con un ángulo de  $15 \pm 2$  grados.
- Marca Tope (Mt). Es la marca que el fabricante debe poner sobre la espiga del tubo, la cual indica hasta donde introducir ésta en la campana para garantizar la cámara de dilatación (Cd). La cámara de dilatación es el espacio comprendido entre la terminación de la transición (T) de la campana (espacio entre el tubo y la campana formada) y el inicio del desbastado del tubo introducido en ella, que permite el movimiento longitudinal de la tubería, ocasionado por la dilatación y contracción debidas a los cambios de temperatura (ver figura III.2).
- Longitud Útil del Tubo (Lu). Distancia comprendida entre la marca tope y el extremo final de la campana. La longitud útil de los tubos debe ser de 6 m., con una tolerancia de  $-0.5 \%$ . Pueden suministrarse otras longitudes previo acuerdo entre el comprador y el fabricante, considerando la misma tolerancia (fig.III.1).

### Tubo de PVC para Alcantarillado

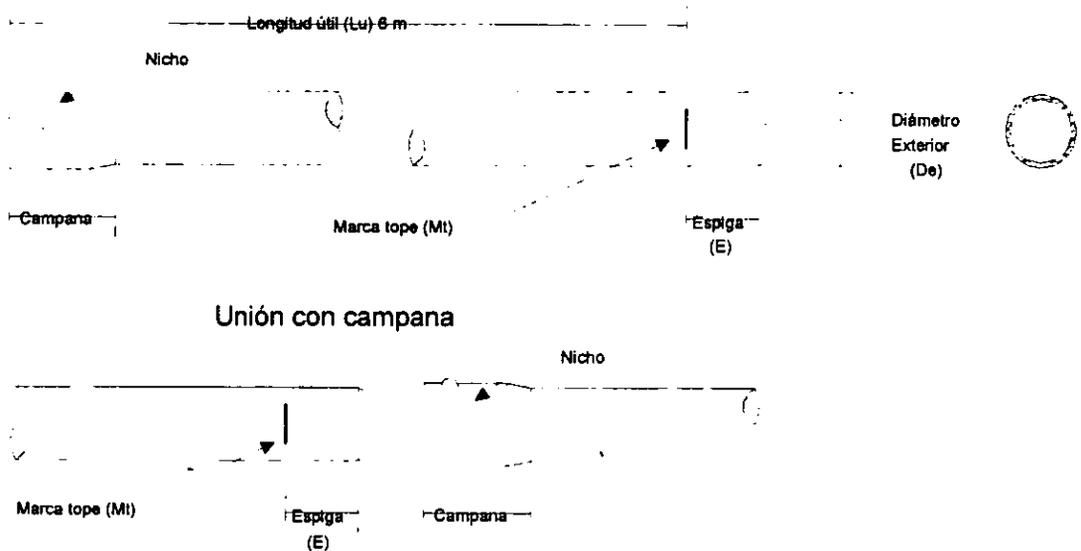


fig. III.1

- Campana (C). Es la parte de unión, que se forma en uno de los extremos del tubo ó conexión, que aloja al anillo que sirve como elemento de sello y recibe a la espiga (E) (ver detalles en la figura III.2).

b) Especificaciones Mecánicas

- Resistencia a la Presión Hidráulica Interna Sostenida.

Los tubos deben estar exentos de fallas, después de someterse como mínimo a las presiones y tiempos que se establecen en la tabla III.2 a  $293 \text{ K} \pm 2 \text{ K}$ . ( $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ )

Tabla III.2 Resistencia a la Presión Hidráulica Interna Sostenida

Serie	Presión de Prueba			
	1 h		1000 h	
	Mpa	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Mpa	(kgf/cm <sup>2</sup> )
25	1.7	(17)	1.3	(13)
20	2.2	(22)	1.6	(16)
16.5	2.6	(26)	1.9	(19)

tabla III.2

- Hermeticidad de las Juntas

La unión no debe presentar filtraciones cuando se somete a las siguientes pruebas:

- Prueba de presión hidráulica interna (primer ciclo) donde el tubo es sometido a una presión mínima de 0.08 Mpa (0.80 kgf/cm<sup>2</sup>) durante 10 minutos
- Prueba de vacío, donde el tubo es sometido a un vacío mínimo de 0.03 Mpa. (0.3 kgf/cm<sup>2</sup>) por 10 minutos.
- Prueba de presión hidráulica interna (segundo ciclo), donde el tubo es sometido a una presión mínima de 0.08 Mpa (0.8 kgf/cm<sup>2</sup>) durante 10 minutos.

En vacío no debe variar en más de 0.01 Mpa (0.1 kgf/cm<sup>2</sup>) y en el segundo ciclo de presión hidráulica interna no debe variar en más de 0.02 Mpa (0.2 kgf/cm<sup>2</sup>).

- Resistencia al Impacto

Los tubos no deben romperse ni facturarse, cuando se sometan a las condiciones establecidas en la tabla III.3, a  $293\text{ K} \pm 2\text{ K}$  ( $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ ).

La energía de impacto que se debe utilizar es la establecida en la tabla III.3.

Tabla III.3 Resistencia al Impacto

Diámetro Nominal (Dn) Cm	Energía Mínima de Impacto	
	N·n	(kfg·m)
11.0	54	(5.5)
16.0	74	(7.5)
20.0	78	(8.0)
25.0	113	(11.5)
31.5	147	(15.0)
40.0	147	(15.0)
50.0	147	(15.0)
63.0	147	(15.0)

tabla III.3

c) Especificaciones Físico y Químicas

- Reversión Térmica

Es una variación de la longitud de la probeta cuando ésta es expuesta a una temperatura y tiempo determinados.

Cuando los tubos se someten a un ensayo no debe variar más de un 7% en sentido longitudinal además, en las probetas no deben aparecer burbujas, fisuras, oquedades, así como otros defectos apreciables.

- Temperatura de Ablandamiento

Cuando los tubos se ensayan, la temperatura de ablandamiento no debe ser menor a  $79^\circ\text{C}$ .

- Apariencia

a) Color. Los tubos deben ser de color marrón. Esto debe inspeccionarse visualmente.

- b) Acabado. Las superficies interna y externa de los tubos deben ser de color homogéneo, libre de grietas, ampollas, protuberancias ó cualquier otro defecto apreciable, solo se permite un ligero ondulado en la superficie interna del tubo. No deben contener impurezas ni porosidades; los extremos de los tubos deben tener cortes limpios y a escudra con respecto al eje mayor del tubo. esto debe inspeccionarse visualmente.
- c) Marca Tope (Mt). La marca tope debe estar sobre la espiga del tubo, debe ser visible e indeleble y sin disminuir el espesor del tubo (fig III.1).

### III.2 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Un sistema de abastecimiento de agua potable esta integrado por todos ó algunos de los siguientes elementos; fuente de abastecimiento, linea de conducción, tanques de almacenamiento, red de distribución y tomas domiciliarias

El sistema de abastecimiento de agua potable está conformado principalmente por una serie de tubos que tienen por objetivo suministrar a la localidad de agua potable, para los cuales daremos a conocer sus especificaciones tecnicas.

#### III.2.a Especificaciones de Tubería PVC (Policloruro de Vinilo) para el Abastecimiento de Agua Potable.

La tubería PVC será utilizada en la red propuesta de agua potable, con las mismas ventajas antes mencionadas para alcantarillado sanitario. (sección III.1.a)

La norma mexicana "Industria del plástico tubos de policloruro de vinilo (pvc) sin plastificante con unión espiga campana, para el abastecimiento de agua potable -serie inglesa- especificaciones" (NMX-E-145/1-1993) establece las especificaciones de los tubos de PVC sin plastificante, utilizados en sistemas de abastecimiento de agua potable, que operan a presión y enterradas.

##### III.2.a.1 Clasificación

Los tubos de esta norma se clasifican en:

- a) Por su sistema de unión en un solo tipo y un solo grado de calidad.

Espiga - campana.

Copia de la Norma NMX-E-145/1-1993  
Secretaría de Salud  
MEXICO

b) Por su resistencia a la presión de trabajo en cuatro diferentes relaciones de dimensiones (RD). Ver tabla III.4

Tabla III.4 Presiones de Trabajo

RD	Presión Máxima de Trabajo	
	Mpa	(kgf/cm <sup>2</sup> )
64.0	0.43	(4.4)
41.0	0.69	(7.0)
32.0	0.86	(8.8)
26.0	1.10	(11.2)

tabla III.4

La relación de dimensión (RD) es la relación que guarda el diámetro exterior real del tubo con su espesor de pared mínimo.

#### III.2.a.2 Especificaciones para Tubería PVC de Agua Potable

El producto objeto de la norma NMX-E-145/1-1993 debe cumplir con las siguientes especificaciones:

##### a) Características Dimensionales.

##### - Diámetro, Espesor y Ovalidad de los Tubos

El diámetro exterior, el espesor y la ovalidad de la parte lisa de los tubos se establece en la tabla III.5. la ovalidad es la diferencia permisible entre el diámetro exterior medido en cualquier punta del perímetro del tubo y su diámetro exterior real, expresada en valores absolutos.

Tabla III.5 Dimensiones del Casquillo

Diámetro Nominal	Diámetro de Entrada (Die)	Diámetro de Entrada (Die)		Interior Terrenal (Dit)			Longitud Mínima Casquillo
		Tol (+/-)	Ovalidad	(Dit)	Tol (+/-)	Ovalidad	
13	21.5	0.1	0.6	21.2	0.1	0.6	25
19	26.2	0.1	0.7	26.6	0.1	0.7	32
25	33.7	0.1	0.8	33.3	0.1	0.7	38
32	42.4	0.1	0.9	42.6	0.1	0.9	44
35	45.6	0.2	0.9	48.1	0.2	0.9	51
50	50.6	0.2	0.9	60.2	0.2	0.9	57
60	73.4	0.2	1.1	72.9	0.2	1.1	64
75	89.3	0.2	1.2	88.7	0.2	1.2	83
100	114.8	0.2	1.2	114.1	0.2	1.2	102
150	168.8	0.3	2.1	168.0	0.3	2.1	152
200	219.8	0.4	3.1	218.7	0.4	3.1	152

tabla III.5

- Chaflán (N). El extremo espiga de los tubos espiga campana, debe tener un chaflán en un ángulo de  $15 \pm 2$  grados y una longitud de acuerdo a la tabla III.6.

Tabla III.6 Longitud del Chaflán

Dimensiones en mm.

Diámetro Nominal (Dn)	RD							
	64.0		41.0		32.5		26.0	
	Longitud		Longitud		Longitud		Longitud	
	mínima	Máxima	Mínima	Máxima	mínima	máxima	Mínima	Máxima
25							3.0	3.8
32							3.2	4.0
38					3.0	3.8	3.8	4.8
50					3.6	4.5	4.6	5.8
60			3.6	4.5	4.4	5.5	5.6	7.0
75	3.0	3.8	4.4	5.5	5.4	6.8	6.8	8.5
100	3.6	4.5	5.6	7.0	7.0	8.8	8.8	11.0
150	5.2	6.5	8.2	10.3	10.2	12.8	13.0	16.3
200	6.8	8.5	10.6	13.3	13.4	16.8	16.8	21.0

tabla III.6

- Marca Tope (Mt). La longitud de la marca tope debe estar entre el 80% y el 90% de la longitud total de la campana (Lc). Equivalente a la especificación y concepto para tubería PVC - Sanitaria.

- Longitud Útil del Tubo (Lu). La longitud útil de los tubos debe ser de 6 m con una tolerancia de  $\pm 0.5\%$ . Equivalente a la especificación y concepto para tubería PVC - Sanitaria.

- Dimensiones de la Campana. La campana formada ó integrada es la parte de la unión que se fabrica en el mismo tubo. La longitud de la campana (Lc) formada ó integrada es la distancia comprendida entre el inicio de la campana y el inicio de la zona de transición (T). Ver figura III.2. Este sistema espiga - campana es el mismo para la tubería PVC - Sanitaria

### Nomenclatura de los tubos Espiga-Campana.

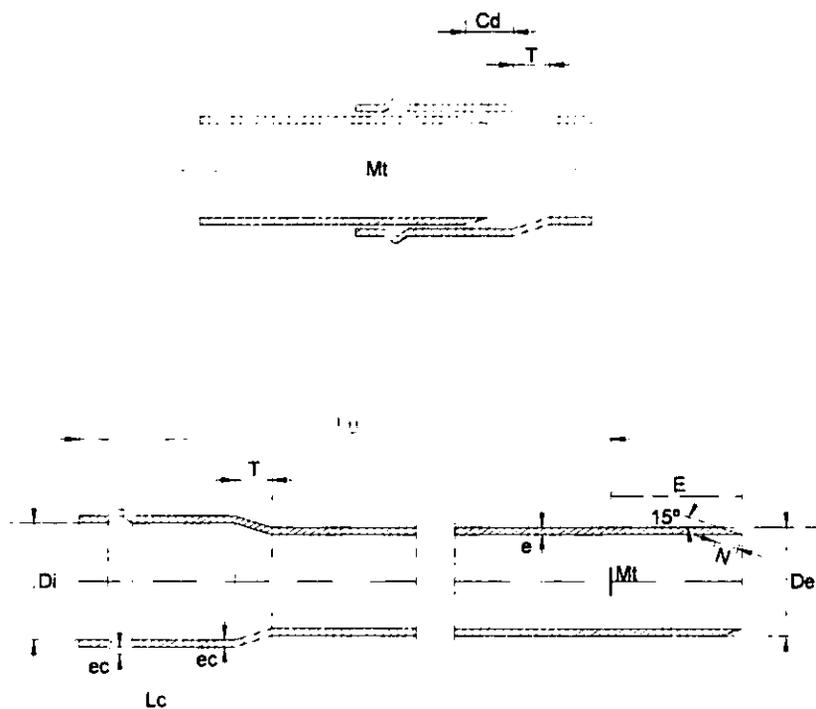


Fig. III.2

Las dimensiones de la campana formada ó integrada se establecen en la tabla III.7

Tabla III.7 Dimensiones de la Campana Formada ó Integrada

Dimensiones en mm.

Diámetro nominal (Dn)	Diámetro Interior de la Campana		Longitud Mínima de la Campana (Lc)
	(Di)	Tol (+)	
25	33.7	0.2	70
32	42.5	0.2	75
38	48.6	0.4	80
50	60.7	0.4	85
60	73.4	0.5	90
76	89.4	0.5	95
100	114.9	0.7	105
150	168.9	0.9	130
200	219.9	1.1	150

tabla III.7

- Espesor de la campana (ec)

El espesor de la campana formada en cualquiera de sus partes debe ser por lo menos de espesor mínimo del tubo (ver tabla III.5)

b) Especificaciones Mecánicas

- Resistencia a la Presión Sostenida por 1000 hrs

Los tubos deben estar exentos de fallas, después de someterse como mínimo a la presión que se establece en la tabla III.8 durante 1000 hrs.

Tabla III.8 Resistencia a la Presión Sostenida por 1000 h  
a  $296 \text{ k} \pm 2 \text{ k}$  ( $23 \pm 2 \text{ C}$ )

RD	Presión Interna Mínima Sostenida por 1000 h.	
	MPa	(kgf/cm <sup>2</sup> ).
64	0.90	(9)
41	1.45	(15)
32.5	1.86	(19)
26	2.34	(24)

tabla III.8

- Resistencia a la Presión Hidráulica Interna por Corto Período

Los tubos deben soportar como mínimo la presión, especificada para cada RD en la tabla III.9

Tabla III.9 Resistencia a la Presión Hidráulica Interna

RD	Presión de Prueba	
	MPa	(kgf/cm <sup>2</sup> )
64	1.38	(14)
41	2.17	(22)
32.5	2.76	(28)
26	3.45	(35)

tabla III.9

- Hermeticidad de la Unión Espiga - Campana

La unión espiga campana con anillo de hule no debe presentar fugas, cuando es sometida a una presión interna de por lo menos 2 veces la presión de trabajo de 1 tubo, durante un tiempo no menor de 1 hora.

- Resistencia al Impacto

Los tubos no deben romperse ni fracturarse, cuando se sometan al impacto por dardo.

La energía de impacto que se debe de utilizar es la establecida en la tabla III.10.

Tabla III.10 Energía de Impacto

Diámetro Nominal (Dn)	Energía de Impacto	
	N.m	(kgf.m)
25	19.61	(2)
32	19.61	(2)
38	58.84	(6)
50	58.84	(6)
60	58.84	(6)
75	58.84	(6)
100	78.45	(8)
150	98.07	(10)
200	98.07	(10)

tabla III.10

- Resistencia al Aplastamiento

Los tubos no deben presentar roturas, rajaduras ó agrietamientos, cuando se aplastan el 60% de su diámetro exterior.

c) Características Físicas y Químicas

- Reversión Térmica

Cuando los tubos se ensayan, el resultado del ensayo no debe variar más de un 7% en sentido longitudinal. Además en las probetas no deben aparecer burbujas fisuras, oquedades, así como otros defectos apreciables. (Equivalente tubería PVC - Sanitaria)

- Apariencia

a) Color. Los tubos deben ser de color blanco. Esto debe inspeccionarse visualmente.

b) Acabado. La superficie interna y externa del tubo deben ser lisos, permitiéndose un ligero ondulamiento; de color homogéneo, libres de grietas, ampollas, protuberancias ó cualquier otro defecto apreciable. No deben contener impurezas ni porosidades; los extremos de los tubos deben tener color y a escuadra con respecto al eje mayor del mismo.

- Resistencia al Cloruro de Metileno

La probeta de prueba no debe sufrir ningún ataque en la superficie interna ó externa de la pared del tubo expuesto y solo se permite un ataque máximo de 15% en la parte del chaflán.

## CAPITULO IV

### RED DE ALCANTARILLADO

#### IV.1 GENERALIDADES.

El encauzamiento de aguas residuales evidencia la importancia de aplicar lineamientos técnicos, que permitan elaborar proyectos de alcantarillado económicos, eficientes y seguros, considerando que deben ser autolimpiantes, autoventilables e hidráulicamente herméticos.

En el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario se debe conocer la infraestructura existente en la localidad (capítulo I) y asegurar que, en los cruces con la red de agua potable la tubería de alcantarillado siempre se localice por debajo.

Ahora pasaremos al diseño de la "Red de Alcantarillado" para el fraccionamiento "Lomas del Norte". Comenzaremos por dar los datos básicos (capítulo II) para la elaboración del proyecto. Estos datos básicos son producto del desarrollo urbano "Lomas del Norte", de las normas técnicas para la elaboración de sistemas de alcantarillado y de lo establecido por las dependencias gubernamentales de la ciudad de Chihuahua.

Es importante dar, antes de comenzar el diseño, conceptos y funciones de los componentes más importantes de nuestra "Red de Alcantarillado".

#### IV.1.a Red de Atarjeas.

La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que circulan las aguas negras. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar al aumento de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales.

La red se inicia con la descarga domiciliaria ó albañal, a partir del parámetro exterior de los lotes. El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética.

Las atarjeas generalmente se localizan al centro de las calles, las cuales van recogiendo las aportaciones de los albañales. El diseño de la red debe seguir lo más posible la pendiente natural del terreno, siempre y cuando cumpla con los límites máximos y mínimos de velocidad y la

condición mínima de tirante, los cuales quedaron definidos en el capítulo II.

La estructura típica de liga entre dos tramos de la red es el pozo de visita.

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección y limpieza de las alcantarillas. Se utilizan para la unión de varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente, y para dividir tramos que exceden de la máxima longitud recomendada para las maniobras de limpieza (120 m). Las uniones de la red de atarjeas con los pozos de visita deben ser herméticas.

#### IV.1.a.1 Configuración de Atarjeas.

El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle. Los trazos más usuales se pueden clasificar en forma general en los siguientes tipos:

- A) Trazo bayoneta. Se denomina así al trazo que iniciando en una cabeza de atarjea tiene un desarrollo en zigzag ó en escalera.
- B) Trazo en peine. Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea (extremo inicial de una atarjea), descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas.
- C) Trazo combinado. Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos del terreno.

Para utilizar cualquiera de los dos primeros tipos de trazo (bayoneta y peine) es necesario que las condiciones del terreno se adapten en cada tipo en particular. Por las características topográficas del terreno y del proyecto urbano la solución de nuestra red de alcantarillado es de tipo "combinado". Es decir, al no haber una topografía estable sería difícil aplicar el trazo de bayoneta que tiene la ventaja en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de la tubería; ó un trazo de peine el cual garantiza aportaciones rápidas y directas a la tubería común de cada peine, y de éstas a los colectores, lo que causa rápidamente un régimen hidráulico establecido.

## IV.2 DATOS BASICOS DE PROYECTO.

Como ya se dijo anteriormente es muy importante definir estos datos de una manera sencilla, de tal forma que no exageremos en la cantidad de datos que nos lleven a soluciones exageradas, pero también tener cuidado en que estos datos sean los necesarios para obtener una solución que no sea deficiente.

De acuerdo a lo anterior procederemos a dar los "Datos Básicos de Proyecto" que consideramos necesarios para mostrar la solución y cálculo de la "Red de alcantarillado".

### IV.2.a Topografía, Localización y Datos Generales del Fraccionamiento "Lomas del Norte".

Cuando se planea desarrollar un nuevo fraccionamiento, entre otras cosas, necesitamos contar con un levantamiento topográfico del terreno. La planimetría y altimetría del terreno, primeramente ayuda al arquitecto e ingeniero a desarrollar urbanísticamente un fraccionamiento esto es, proponer una lotificación del terreno (áreas comerciales, condominiales, verdes, etc.).

Para la solución de nuestra red necesitamos esta solución de urbanización y la altimetría del terreno

El plano IV.1 presenta a nuestro juicio, los datos necesarios para poder trabajar en la solución de la red de alcantarillado del "Fraccionamiento Lomas del Norte" ubicado al norte de la ciudad de Chihuahua.

La circulación del agua en las tuberías debe tender a ser por gravedad, dependiendo del diseño de la red, y de las pendientes que puedan obtenerse de acuerdo con la topografía del terreno.

Para lo anterior es necesario basarse en un plano topográfico actualizando con información producto de nivelación, ya sea curvas de nivel equidistantes a cada metro (plano IV.1), ó elevaciones en cruces y puntos notables.

#### IV.2.b Población de Proyecto.

La Junta Municipal de Aguas de la ciudad de Chihuahua nos exige diseñar para una población de 5.5 habitantes por lote, de acuerdo a los estudios de población futura y al carácter económico de la población.

El fraccionamiento cuenta con 1227 lotes (tablas del plano IV.1) por lo tanto la población del proyecto será de:

$$Población = 5.5 \text{ hab / lote} \cdot 1227 \text{ lotes} = 6748.50 \text{ hab.}$$

$$Población \approx 6749 \text{ hab.}$$

No consideramos población de áreas comerciales y de donación debido a que es poco significativa en relación a la población doméstica.

#### IV.2.c Período de Diseño y Vida Util.

Este fraccionamiento se proyecta para un período de diseño de 6 a 10 años y la vida útil se alargará debido a las obras escalonadas para su óptimo funcionamiento de la red de alcantarillado.

#### IV.2.d Aportación de Aguas Negras.

Para determinar la aportación, necesitamos establecer primeramente la dotación del proyecto. De acuerdo a la población del proyecto y tipo de clima (extremoso,  $-10^{\circ}\text{C}$  a  $40^{\circ}\text{C}$ ) tendríamos que tomar una dotación de 150 lts/hab/día en función de la tabla II.3, sin embargo, la Junta Municipal de Aguas de la ciudad de Chihuahua nos pide utilizar una dotación de 300 lts/hab/día de acuerdo a las necesidades de la localidad, por lo tanto tenemos que:

$$Ap = 0.75 \cdot D$$

$$Ap = 0.75 \cdot 300 \text{ lts / hab / día}$$

$$Ap = 225 \text{ lt / hab / día.}$$

La aportación que producen áreas comerciales y de donación, al no ser de consideración, queda absorbida por la aportación doméstica.

#### IV.2.e Gasto Medio.

$$Q_{med} = \frac{Ap \cdot P}{86400}$$

$$Q_{med} = \frac{225lt / hab / día \cdot 6749hab}{86400seg / día}$$

$$Q_{med} = 17.58lt / seg$$

#### IV.2.f Tipo de Sistema.

El tipo de sistema que utilizaremos en este proyecto, es de carácter "separado", es decir, el sistema de tuberías solo conducirá las descargas de los albañales y el gasto pluvial se conducirá a través de las calles actuando como canales. Esto es posible debido a que se trata de una localidad pequeña y que respeta lo más posible la topografía natural del terreno apoyándose en los arroyos naturales a los cuales se les permite seguir su cauce natural.

El análisis se hará solamente de la aportación doméstica a la red de alcantarillado debido al objetivo de nuestro trabajo.

#### IV.2.g Sitio de Vertido.

Existen en nuestro proyecto tres puntos sobre los cuales se descargarán nuestras aguas residuales. Uno será en tuberías existentes de la UACH (previo arreglo con la UACH y la Junta Municipal de Aguas). Los otros dos serán en tuberías existentes del fraccionamiento "Paseos de Chihuahua", para esto se necesitó el permiso de la Junta Municipal de Aguas y la revisión de las tuberías existentes para soportar el gasto adicional.

A su vez el fraccionamiento Paseos de Chihuahua y la UACH descargan sus aguas residuales en el colector que pasa paralelo al arroyo El Sacramento, que termina su destino en la planta de tratamiento Norte.

La aportación al fraccionamiento "Paseos de Chihuahua" fue limitada en sus dos diferentes puntos, por esta razón existen tuberías que van en contra pendiente del terreno natural. (Ver hoja de calculo IV.3)

El fraccionamiento se optimizará en cuanto se construyan los tres colectores mencionados en el capítulo I. (sección I.6.b). Al seleccionar estos puntos de descarga se contempla la infraestructura futura.

#### IV.2.h Longitud Total de la Red. (L total)

La longitud de la red útil para nuestro fraccionamiento es de 6451 metros lineales se obtiene sumando la longitud acumulada en los tres puntos de descarga. (ver hojas de calculo).

Este dato nos permite calcular dos parámetros necesarios para el calculo.

- Densidad Lineal (DL), es la cantidad de habitantes servida por metro lineal.

$$DL = \frac{P}{L_{Total}} = \frac{6749hab.}{6451m}$$
$$DL = 1.046hab / m$$

- Gasto Unitario Medio Diario ( $q_m$ ) es la cantidad de gasto medio diario por metro lineal.

$$q_m = \frac{Q_{med}}{L_{Total}} = \frac{17.58lt / seg}{6451m}$$
$$q_m = 0.00273lt / seg / m$$

#### IV.2.i Profundidad Mínima de Zanja.

El colchón mínimo será se acuerdo a la tabla II.2, en nuestro caso de acuerdo a los diámetros utilizados será de 0.90 m, al cual se sumaron el diámetro exterior y la plantilla (10 cm) obteniendo así las siguientes excavaciones mínimas para el arrastre hidráulico de las tuberías:

$$\varnothing 20cm \rightarrow 1.21m$$

$$\varnothing 30cm \rightarrow 1.32m$$

$$\varnothing 38cm \rightarrow 1.42m$$

Esta profundidad de medirá a partir de la subrasante trazada en el perfil del terreno natural, teniendo todavía como colchón las bases y carpeta de la rasante por posibles variaciones de la profundidad en el tendido de la tubería.

### IV.3 CALCULO POR TRAMO DE TUBERIA.

Se ejemplificará con el análisis de un solo tramo, resaltando los puntos más importantes a observar para una adecuada revisión en las hojas de cálculo.

#### IV.3.a Análisis del Tramo 50-51 (hoja de calculo IV.1)

Para empezar la revisión de cualquier tramo es necesario contar con la nomenclatura asignada a los pozos que lo limitan y así poder nombrar al tramo en estudio (tramo 50-51).

Basados en el proyecto de subrasantes realizado en los perfiles del terreno natural, se determinan las cotas inicial (CiS) y final (CfS) de las subrasantes para cada pozo, a partir de esta cota se da el colchón mínimo y el arrastre hidráulico, parámetros que determinan nuestra profundidad mínima de zanja (sección IV.2.i) cuyo nivel está dado por las cotas inicial (CiP) y final (CfP) de plantilla en las hojas de cálculo.

Las diferencias entre las cotas de subrasante y de plantilla nos dan la profundidad de los pozos, con estos datos podemos calcular la profundidad promedio en un tramo de tubería.

Para nuestro ejemplo del tramo 50-51 (hoja de calculo IV.1) tenemos los siguientes datos:

$$CiS_{50} = 97.30$$

$$CfS_{51} = 94.40$$

$$CiP_{50} = 96.09$$

$$CfP_{51} = 93.19$$

$$\text{Profundidad Pozo 50} = 97.30 - 96.09 = 1.21 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad Pozo 51} = 94.40 - 93.19 = 1.21 \text{ m}$$

Esto quiere decir que si el terreno tiene pendiente uniforme tendremos a lo largo de la tubería una profundidad promedio de zanja de 1.21 m, cumpliendo con nuestra profundidad mínima para un tubo de 20 cm. de diámetro (D.tubo), que es el caso de nuestro ejemplo.

$$D.tubo = 20 \text{ cm}$$

Para comenzar el análisis del tramo necesitamos también como dato la longitud del tramo (L.Tramo) en metros:

$$L.Tramo = 44.03 \text{ m}$$

#### IV.3.a.1 Longitud Tributaria (L.Tribut.)

La longitud tributaria es la suma de los tramos de tubería que contribuyen a la acumulación de gasto hasta el punto inicial del tramo en estudio, es decir, en nuestro ejemplo hasta el pozo 50 sólo contribuye el tramo 48-50 con una longitud tributaria de 69.34 m

$$L.Tribut. = 69.34 \text{ m}$$

#### IV.3.a.2 Longitud Acumulada (L.Acum.)

La longitud acumulada resulta de incluir en la suma de las tuberías al tramo en estudio.

$$L.Acum. = L.Tribut. + L.Tramo$$

$$L.Acum. = 69.34 \text{ m} + 44.03 \text{ m}$$

$$L.Acum. = 113.37 \text{ m}$$

#### IV.3.a.3 Población Servida Acumulada

Esta población es la servida hasta este tramo de tubería (50-51) y resulta del producto de la densidad lineal (DL, sección IV.2.h) y de la longitud acumulada.

$$DL = 1.046 \text{ hab/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Pob. Serv. Acum.} &= DL \cdot L.Acum. \\ &= 1.046 \text{ hab/m} \cdot 113.37 \text{ m} \\ &= 118.59 \approx 119 \text{ hab.} \end{aligned}$$

#### IV.3.a.4 Gasto Medio Diario ( $Q_{med}$ )

El gasto medio diario para el tramo 50-51 resulta del producto del gasto unitario medio diario ( $q_m$ , sección IV.2.h) y la longitud acumulada.

$$q_m = 0.00273 \text{ lt / seg / m}$$

$$Q_{med} = q_m \cdot L.Acum$$

$$Q_{med} = 0.00273 \text{ lt / seg / m} \cdot 113.37 \text{ m}$$

$$Q_{med} = 0.31 \text{ lt / seg}$$

#### IV.3.a.5 Gasto Mínimo ( $Q_{\min}$ )

Se considera el 50 % del  $Q_{\text{med}}$ , y está dado por la siguiente expresión:

$$Q_{\min} = 0.5Q_{\text{med}}$$

$$Q_{\min} = 0.5 \cdot 0.31 \text{ lt / seg}$$

$$Q_{\min} = 0.155 \text{ lt / seg}$$

Como el  $Q_{\min} < 1.5$  lt/seg, se adopta 1.5 lt/seg como gasto mínimo. (sección II.2.c.2).

$$Q_{\min} = 1.5 \text{ lt / seg}$$

#### IV.3.a.6 Gasto Máximo Instantáneo ( $Q_{MI}$ )

Se estima afectando al gasto medio por el coeficiente de Harmon.

Como la población acumulada (119 hab) en este tramo es menor a los 1000 habitantes el coeficiente de Harmon es de 3.8; si fuera mayor se aplica la expresión descrita en la sección II.2.b.1.

$$Q_{MI} = M \cdot Q_{\text{med}}$$

$$Q_{MI} = 3.8 \cdot 0.31 \text{ lt / seg}$$

$$Q_{MI} = 1.18 \text{ lt / seg}$$

#### IV.3.a.7 Gasto Máximo Extraordinario ( $Q_{ME}$ )

Se estima afectando al gasto máximo instantáneo por un factor coeficiente de seguridad.

$$Q_{ME} = C.S. \cdot Q_{MI}$$

$$Q_{ME} = 1.5 \cdot 1.18 \text{ lt / seg}$$

$$Q_{ME} = 1.77 \text{ lt / seg}$$

Si el  $Q_{ME} < 1.5$  lt/seg podemos adoptar el criterio de tomar 1.5 lt/seg.

#### IV.3.a.8 Pendiente del Tubo (S tubo)

La pendiente geométrica para el tubo del tramo 50-51 esta dada por la siguiente expresión:

$$Stubo = \frac{CiP - CjP}{L.tramo}$$
$$Stubo = \frac{96.09 - 9319}{44.03} = 0.06586$$

Para dar la pendiente en miles, la multiplicamos por mil.

$$Stubo = 65.86$$

Esta pendiente la podemos hacer variar de acuerdo a nuestras necesidades para controlar la velocidad. No siempre se podrá dar la profundidad mínima de zanja como lo muestra nuestro ejemplo a veces tendremos que dar más ó menos profundidad para no estar fuera de los límites de la velocidad y tener un mejor funcionamiento del sistema.

#### IV.3.a.9 Velocidad a Tubo Lleno.

Es necesario calcular la velocidad y el gasto a tubo lleno como parámetros para poder determinar elementos hidráulicos necesarios para la revisión de un buen funcionamiento del tramo en estudio. Estos elementos hidráulicos son las velocidades y tirantes que producen los gastos mínimos y máximos extraordinarios del tramo.

La velocidad se calcula con la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \cdot r^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

donde:

$n = 0.009$  (coeficiente de rugosidad para tubería PVC sección II.3.d.2)

$$r = \frac{AreaMojada}{PerimetroMojado}$$

El radio hidráulico es la relación del área mojada y del perímetro mojado de la sección circular.

Para tubo lleno tenemos que:

$$r = \frac{\sqrt{D^2 / 4}}{\sqrt{D}} \quad D = \text{Diámetro Interior Del Tubo}$$

(Ver Especificaciones, Tabla III.1 Serie 20)

$$\therefore r = 0.25D$$
$$r = 0.25 \cdot 0.19$$
$$r = 0.0475m$$
$$s = 0.06586$$

Sustituyendo valores en la fórmula de Manning tenemos:

$$V_{\text{Tubo Lleno}} = \frac{1}{0.009} \cdot 0.0475^{2/3} \cdot 0.06586^{1/2}$$
$$V_{\text{Tubo Lleno}} = 3.74m / \text{seg}$$

De acuerdo a los límites de velocidad para tubo lleno y tubería de PVC esta velocidad deberá revisarse que esté en el rango de 0.6 m/seg como mínima y 5 m/seg como máxima. (sección II.3.e)

#### IV.3.a.10 Gasto a Tubo Lleno

El gasto ó caudal queda determinado por la siguiente expresión:

$$Q = A \cdot V$$

Donde el área "A" queda determinada por:

$$A = \sqrt{D^2 / 4}$$
$$A = \sqrt{0.19^2 / 4} = 0.02835m^2$$
$$V_{\text{Tubo Lleno}} = 3.74m / \text{seg}$$
$$\therefore Q_{\text{Tubo Lleno}} = 0.02835m^2 \cdot 3.74m / \text{seg} = 0.1060m^3 / \text{seg}$$
$$Q_{\text{Tubo Lleno}} \approx 106lt / \text{seg}$$

Este gasto debe ser mayor que el gasto máximo extraordinario.

#### IV.3.a.11 Velocidad Mínima (V<sub>mín</sub>) y Tirante Mínimo (Y<sub>mín</sub>)

la velocidad mínima es la que produce el gasto mínimo, no confundirla con el parámetro de velocidad mínima permisible para un tubo parcialmente lleno que es de 0.3 m/seg (sección II.2.e.1)

Por lo consiguiente, en la revisión de ésta velocidad debemos de observar que sea mayor ó igual a 0.3 m/seg.

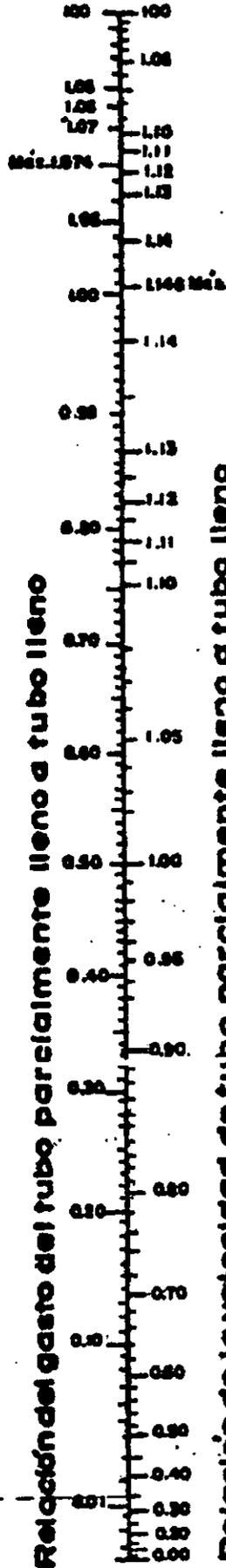
Por facilidad de calculo haremos uso del abanico ó nomograma IV.1, donde podremos obtener los elementos hidráulicos y geométricos del tubo parcialmente lleno, esto, con relación a estos mismos elementos del tubo lleno.

ELEMENTOS HIDRAULICOS Y  
GEOMETRICOS DE LA SECCION  
CIRCULAR.

Relación del tirante del tubo parcialmente lleno a tubo lleno



Relación del gasto del tubo parcialmente lleno a tubo lleno



Relación de la velocidad de tubo parcialmente lleno a tubo lleno

nomograma IV.1

Para el calculo de la velocidad mínima y del tirante mínimo, se obtiene la relación del gasto del tubo parcialmente lleno ( $Q_{\text{mín}}$ ) a tubo lleno ( $Q_{\text{t.lleno}}$ )

$$\text{RelaciónDeGastos} = \frac{Q_{\text{mín}}}{Q_{\text{t.lleno}}} = \frac{1.50 \text{ lt / seg}}{106 \text{ lt / seg}} = 0.014$$

Con el resultado de ésta relación entramos al nomograma en la división correspondiente a 0.014 en la relación de gastos, a partir de este punto trazamos una recta normal a la recta de la relación de tirante de tubo parcialmente lleno a tubo lleno.

Por lo tanto podemos leer las relaciones de tirante y velocidad de tubo parcialmente lleno a tubo lleno, en las divisiones correspondientes, para este caso se ejemplifica con una línea punteada el nomograma IV.1

$$\begin{aligned} \text{Relación de velocidades} &= 0.35 \\ \text{Relación de tirantes} &= 0.08 \end{aligned}$$

La velocidad mínima se obtiene multiplicando la relación de velocidades por la velocidad a tubo lleno.

$$\begin{aligned} V_{\text{mín}} &= 0.35 \cdot V_{\text{t.lleno}} \\ V_{\text{mín}} &= 0.35 \cdot 3.74 \text{ m / seg} \\ V_{\text{mín}} &= 1.31 \text{ m / seg} \end{aligned}$$

El tirante mínimo se obtiene del producto de la relación de tirantes y del tirante a tubo lleno (diámetro del tubo)

$$\begin{aligned} Y_{\text{mín}} &= 0.08 \cdot 0.19 \text{ m} \\ Y_{\text{mín}} &= 0.015 \text{ m} = 1.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

El tirante mínimo debe ser mayor ó igual a 1.5 cm en condiciones normales (sección II.2.e.1).

#### IV.3.a.12 Velocidad Máxima ( $V_{\text{máx}}$ ) y Tirante Máximo ( $Y_{\text{máx}}$ ).

La velocidad máxima la produce el gasto máximo extraordinario y debe ser menor ó igual a 5 m/seg (sección II.2.e.1).

Para el calculo de la velocidad máxima y del tirante máximo se obtiene la relación del gasto del tubo parcialmente lleno ( $Q_{\text{me}}$ ) a tubo lleno ( $Q_{\text{t.lleno}}$ ).

$$\text{Relación De Gastos} = \frac{Q_{ME}}{Q_{t. \text{lleno}}} = \frac{1.77 \text{ lt / seg}}{106 \text{ lt / seg}} = 0.017$$

Apoyándonos en el nomograma IV.1 con la relación de gastos de 0.017 obtenemos:

$$\text{Relación de Velocidades} = 0.37$$

$$\text{Relación de Tirantes} = 0.09$$

La velocidad máxima se obtiene del producto de la relación de velocidades y la velocidad a tubo lleno.

$$V_{máx} = 0.37 \cdot V_{t. \text{lleno}}$$

$$V_{máx} = 0.37 \cdot 3.74 \text{ m / seg}$$

$$V_{máx} = 1.38 \text{ m / seg}$$

El tirante máximo ( $Y_{máx}$ ) se obtiene del producto de la relación de tirantes y del tirante a tubo lleno (diámetro del tubo).

$$Y_{máx} = 0.09 \cdot 0.19$$

$$Y_{máx} = 0.017 \text{ m} = 1.70 \text{ cm}$$

Este tirante, por razones obvias, no podrá ser mayor que el diámetro del tubo.

Hasta aquí terminamos con la revisión del tramo 50-51 (hoja de calculo IV.1) cumpliendo con las restricciones de sus elementos geométricos e hidráulicos.

En caso de que estos elementos estén fuera de los límites establecidos, se procede a cambiar diámetros o pendientes según convenga.

El tirante, perímetro mojado, área mojada y el radio hidráulico dependen de las magnitudes geométricas de la sección de la corriente, por lo cual pueden denominarse geométricas; y la velocidad y el gasto ó caudal son netamente hidráulicas.

En las hojas de calculo aquí presentadas resaltamos aspectos importantes que se podrán observar mejor en el plano general IV.2, donde se resumen los cálculos con los aspectos más importantes y necesarios para el constructor.

Hoja de calculo IV.1

Tramo	C/S (m)	C/P (m)	CIP (m)	L Tramo (m)	L Tribut (m)	L Acum (m)	Pob St y acum ( hab )	Q <sub>mn</sub> (lt/seg)	Q <sub>md</sub> (lt/seg)	Q <sub>ml</sub> (lt/seg)	Q <sub>ME</sub> (lt/seg)	S tubo (mm)	D tubo (cm)	Q lleno (lt/seg)	V <sub>l</sub> lleno (m/seg)	V <sub>mn</sub> (m/seg)	V <sub>max</sub> (m/seg)	y min (m)	y máx (m)	Observaciones
19-23	102.20	101.80	100.95	100.59	57.05	0.00	57.05	60	1.50	0.16	0.61	1.50	7.01	19	35.00	1.22	0.60	0.60	0.027	0.027
20-19	103.80	102.20	100.99	100.99	80.90	0.00	80.90	85	1.50	0.22	0.84	1.50	14.83	19	50.00	1.77	0.80	0.80	0.023	0.023
19-18	102.20	100.99	99.72	99.72	41.12	80.90	122.02	128	1.50	0.33	1.25	1.68	30.89	19	73.00	2.56	1.00	1.00	0.018	0.018
18-17	100.99	100.46	99.72	99.18	10.50	122.02	132.52	139	1.50	0.36	1.37	2.06	51.43	19	94.00	3.30	1.16	1.29	0.015	0.018
15-16	102.30	100.70	101.09	99.49	56.43	0.00	56.43	59	1.50	0.15	0.57	1.50	28.35	19	69.00	2.45	0.96	0.96	0.018	0.018
16-17	100.70	100.46	99.49	99.18	59.55	56.43	115.98	121	1.50	0.32	1.22	1.83	5.21	19	30.00	1.05	0.51	0.56	0.027	0.028
17-24	100.46	99.60	99.18	98.39	71.54	248.50	320.04	335	1.50	0.87	3.31	4.97	11.04	19	43.00	1.53	0.89	0.98	0.023	0.041
24-25	99.60	99.80	98.39	98.20	54.63	320.04	374.67	392	1.50	1.02	3.88	5.82	3.48	19	24.00	0.86	0.46	0.68	0.028	0.060
21-28	99.20	97.80	97.99	96.59	100.42	0.00	100.42	105	1.50	0.27	1.03	1.55	13.94	19	49.00	1.72	0.77	0.77	0.023	0.023
30-31	99.05	97.10	97.84	95.89	145.11	0.00	145.11	152	1.50	0.40	1.52	2.28	13.44	19	48.00	1.69	0.76	0.83	0.023	0.027
33-34	99.05	95.80	97.84	94.59	189.81	0.00	189.81	199	1.50	0.52	1.98	2.97	17.12	19	54.00	1.91	0.74	1.01	0.018	0.028
65-35	99.50	95.80	96.29	94.54	42.52	0.00	42.52	44	1.50	0.12	0.46	1.50	88.19	19	123.00	4.33	1.41	1.08	0.014	0.014
37-38	98.80	94.19	97.59	92.98	162.00	0.00	162.00	169	1.50	0.44	1.67	2.51	28.46	19	70.00	2.46	0.96	1.11	0.018	0.023
38-39	94.19	93.56	92.98	92.13	11.57	162.00	173.57	182	1.50	0.47	1.79	2.69	73.47	19	112.00	3.95	1.28	1.54	0.014	0.018
42-43	97.30	92.78	96.09	91.25	131.41	0.00	131.41	137	1.50	0.36	1.37	2.06	36.83	19	79.00	2.80	1.01	1.15	0.016	0.021
43-44	92.78	92.12	91.25	89.77	13.46	131.41	144.87	152	1.50	0.40	1.52	2.28	109.96	19	137.00	4.83	1.55	1.69	0.014	0.015
48-49	98.80	91.80	97.59	90.59	127.36	0.00	127.36	133	1.50	0.35	1.33	2.00	54.96	19	97.00	3.42	1.20	1.33	0.015	0.018
48-50	98.80	97.30	97.59	96.09	69.34	0.00	69.34	73	1.50	0.19	0.72	1.50	21.63	19	61.00	2.14	0.83	0.83	0.018	0.018
50-51	97.30	94.40	96.09	93.19	44.03	69.34	113.37	119	1.50	0.31	1.18	1.77	65.86	19	106.00	3.74	1.31	1.38	0.015	0.017
51-49	94.40	91.80	93.19	90.59	49.35	113.37	162.72	170	1.50	0.44	1.67	2.51	52.88	19	95.00	3.34	1.17	1.30	0.015	0.018
49-44	91.80	92.12	90.59	89.77	40.87	290.06	330.95	346	1.50	0.90	3.42	5.13	20.06	19	58.00	2.06	0.80	1.26	0.018	0.037
44-45	92.12	72.55	89.77	89.55	10.93	475.82	486.75	509	1.50	1.33	5.05	7.58	20.13	19	59.00	2.07	0.81	1.38	0.018	0.043
64-63	98.80	92.80	97.48	89.36	124.65	0.00	124.65	30	1.50	0.34	1.29	1.94	65.14	19	105.00	3.72	1.21	1.45	0.014	0.018
55-52	98.80	95.80	96.99	94.59	102.24	0.00	102.24	07	1.50	0.28	1.06	1.59	23.47	19	63.00	2.23	0.87	0.87	0.018	0.018
52-61	95.80	93.80	94.59	92.59	46.22	102.24	148.46	55	1.50	0.41	1.56	2.34	43.27	19	86.00	3.03	1.18	1.18	0.018	0.018
54-55	98.80	98.80	97.59	96.99	75.28	0.00	75.28	79	1.50	0.21	0.80	1.50	7.97	19	37.00	1.30	0.64	0.84	0.027	0.027
55-60	98.80	98.05	96.99	96.22	46.07	75.28	121.35	27	1.50	0.33	1.25	1.88	16.71	19	53.00	1.88	0.73	0.85	0.018	0.023

Hoja de cálculo IV.2

Tramo	TCS (m)	TCS (m)	C.P (m)	C.P (m)	L Tramo (m)	L Tribul (m)	L Acum (m)	Pot. Serv ac m. (Hab)	Qr... (l/seg)	Qmd (l/seg)	QMI (l/seg)	QME (l/seg)	S tubo (miles)	D tubo (cm)	Q l lleno (l/seg)	V l lleno (m/seg)	Vmin (m/seg)	Vmax (m/seg)	y min (m)	y max (m)	Observaciones
58-59	98.30	97.80	97.00	96.59	123.33	0.00	123.33	129	1.50	0.34	1.29	1.94	4.05	19	26.00	0.93	0.49	0.52	0.028	0.031	
59-60	97.80	98.05	96.59	96.22	46.54	123.33	169.87	178	1.50	0.46	1.75	2.63	7.95	19	37.00	1.30	0.64	0.72	0.027	0.031	
60-61	98.05	93.80	96.22	92.59	102.24	291.22	393.46	412	1.50	1.07	4.07	6.11	35.50	19	78.00	2.75	1.07	1.60	0.018	0.034	
61-62	93.80	91.80	92.59	89.25	59.03	541.92	600.95	629	1.50	1.64	6.23	9.35	56.58	19	98.00	3.47	1.15	2.12	0.015	0.037	
20-22	103.80	102.10	102.19	100.89	54.66	0.00	54.66	57	1.50	0.15	0.57	1.50	23.78	19	64.00	2.25	0.88	0.88	0.018	0.018	
22-23	102.10	101.80	100.89	100.59	11.79	54.66	66.45	70	1.50	0.18	0.68	1.50	25.45	19	66.00	2.32	0.90	0.90	0.018	0.018	
23-25	101.80	99.80	100.59	98.20	62.34	123.50	185.84	194	1.50	0.51	1.94	2.91	36.34	19	81.00	2.85	1.11	1.28	0.018	0.023	
25-28	99.80	97.80	98.20	96.59	62.13	560.51	622.64	651	1.50	1.70	6.46	9.69	25.91	19	67.00	2.35	0.92	1.62	0.018	0.046	
28-31	97.80	97.10	96.59	95.89	60.65	723.06	783.71	820	1.50	2.14	8.13	12.20	11.54	19	45.00	1.57	0.71	1.30	0.023	0.064	
31-34	97.10	95.80	95.89	94.59	60.65	928.82	989.47	1,035	1.50	2.70	10.23	15.35	21.43	19	60.00	2.13	0.83	1.72	0.018	0.061	
34-35	95.80	95.80	94.59	94.54	11.01	1179.28	1190.29	1,245	1.63	3.25	12.14	18.21	4.54	19	28.00	0.98	0.52	1.00	0.028	0.102	
35-39	95.80	93.56	94.54	92.13	47.68	1232.81	1280.49	1,339	1.75	3.50	13.00	19.50	50.55	18	93.00	3.28	1.28	2.45	0.018	0.065	
39-45	93.56	92.55	92.13	89.55	41.74	1454.06	1495.80	1,585	2.04	4.08	14.96	22.44	61.81	30	347.00	4.91	1.57	2.73	0.021	0.050	
45-63	92.55	92.80	89.55	89.36	46.35	1962.55	2028.90	2,122	2.77	5.54	19.75	29.63	4.10	30	90.00	1.27	0.57	1.14	0.036	0.120	
63-62	92.80	91.80	89.36	89.25	70.10	2153.55	2223.65	2,328	3.04	6.07	21.45	32.18	1.57	30	55.00	0.78	0.43	0.81	0.050	0.165	
62-62P	91.80	91.76	89.25	89.10	48.25	2824.60	2872.85	3,005	3.92	7.84	26.98	40.47	3.11	30	78.00	1.10	0.58	1.16	0.044	0.153	DESCARGA EN POZO DE PASEOS DE CHIH.
21-20	103.60	103.80	102.39	102.19	56.53	0.00	56.53	59	1.50	0.15	0.57	1.50	3.54	19	25.00	0.97	0.46	0.46	0.028	0.028	
67-66	101.60	101.40	100.39	100.19	56.62	0.00	56.62	59	1.50	0.15	0.57	1.50	3.53	19	25.00	0.97	0.46	0.46	0.028	0.028	
68-68	99.40	99.25	98.19	97.31	23.61	0.00	23.61	25	1.50	0.06	0.23	1.50	37.27	19	80.00	2.81	1.10	1.10	0.018	0.018	
6-7	109.80	108.10	108.59	106.89	45.00	0.00	45.00	47	1.50	0.12	0.46	1.50	37.78	19	80.00	2.83	1.10	1.10	0.018	0.018	
7-8	108.10	105.95	106.89	104.74	55.00	45.00	100.00	105	1.50	0.27	1.03	1.55	39.09	19	82.00	2.88	1.12	1.12	0.018	0.018	
8-20	105.95	103.80	104.74	102.19	55.00	100.00	155.00	162	1.50	0.42	1.60	2.40	46.36	19	89.00	3.14	1.10	1.22	0.015	0.018	
20-56	103.80	101.40	102.19	100.19	162.28	211.53	373.82	391	1.50	1.02	3.88	5.82	12.32	19	46.00	1.62	0.73	1.06	0.023	0.043	
66-65	101.40	99.50	100.19	98.29	134.63	430.44	565.07	591	1.50	1.54	5.85	8.76	14.11	19	49.00	1.73	0.78	1.26	0.023	0.051	
65-64	99.50	98.80	98.29	97.48	47.09	565.07	612.16	640	1.50	1.67	6.35	9.53	17.20	19	54.00	1.91	0.74	1.38	0.018	0.050	
64-69	98.80	99.25	97.48	97.31	33.68	612.16	645.94	676	1.50	1.76	6.69	10.04	5.05	19	29.00	1.04	0.51	0.91	0.027	0.071	
69-1P	99.25	97.41	97.31	96.00	51.57	669.45	721.02	754	1.50	1.97	7.49	11.24	25.40	19	66.00	2.32	0.90	1.67	0.018	0.050	DESCARGA EN POZO DE PASEOS DE CHIH

Hoja de calculo IV.3

Tramo	C/S (m)	C/S (m)	C/P (m)	C/P (m)	L Tramo (m)	L Tribut (m)	L Acum (m)	Pot S inv acum Hab	Qmin (l/seg)	Qmd (l/seg)	QMit (l/seg)	QME (l/seg)	S tubo (miles)	D tubo (cm)	O tubo (l/seg)	V t lleno (mseg)	Vmin (mseg)	Vmax (mseg)	y min (m)	y max (m)	Observaciones
1-4	103.20	102.80	101.99	101.59	56.45	0.00	56.45		59	1.50	0.15	0.57	1.50	7.08	19	35.00	1.23	0.60	0.60	0.027	
6-5	109.80	107.70	108.59	106.49	45.00	0.00	45.00	45.00	47	1.50	0.12	0.46	1.50	46.67	19	89.00	3.15	1.10	1.10	0.015	0.015
5-4	107.70	102.80	106.49	101.59	106.67	45.00	151.67	151.67	159	1.50	0.41	1.56	2.34	45.94	19	88.00	3.12	1.09	1.22	0.015	0.018
4-3	102.80	97.55	101.59	96.23	111.75	208.12	319.87	319.87	335	1.50	0.87	3.31	4.97	47.96	19	90.00	3.19	1.12	1.69	0.015	0.028
3-2	97.55	92.92	96.23	91.39	108.20	319.87	428.07	428.07	448	1.50	1.17	4.45	6.68	44.73	19	87.00	3.08	1.20	1.79	0.018	0.034
27-26	99.20	100.80	97.99	97.75	131.00	0.00	131.00	131.00	137	1.50	0.36	1.37	2.06	1.83	19	18.00	0.62	0.37	0.40	0.035	0.042 TUB EN CONTRAPENDIENTE DEL TERR.
26-13	100.80	101.80	97.99	97.60	84.21	131.00	215.21	215.21	225	1.50	0.59	2.24	3.36	1.78	19	17.00	0.61	0.36	0.45	0.035	0.053 TUB EN CONTRAPENDIENTE DEL TERR.
30-29	99.05	100.05	97.84	97.60	131.00	0.00	131.00	131.00	137	1.50	0.36	1.37	2.06	1.83	19	18.00	0.62	0.37	0.40	0.035	0.042 TUB EN CONTRAPENDIENTE DEL TERR.
29-12	100.05	98.80	97.60	97.40	111.33	131.00	242.33	242.33	253	1.50	0.66	2.51	3.77	1.80	19	18.00	0.62	0.37	0.47	0.035	0.057
33-32	99.05	98.55	97.84	97.34	131.00	0.00	131.00	131.00	137	1.50	0.36	1.37	2.06	3.82	19	26.00	0.90	0.48	0.52	0.026	0.034
32-11	98.55	95.80	97.34	94.59	138.45	131.00	269.45	269.45	282	1.50	0.74	2.81	4.22	19.86	19	58.00	2.05	0.80	1.14	0.018	0.031
37-36	98.80	97.40	97.59	96.19	131.00	0.00	131.00	131.00	137	1.50	0.36	1.37	2.06	10.69	19	43.00	1.51	0.68	0.74	0.023	0.027
36-10	97.40	93.60	96.19	92.39	165.32	131.00	296.32	296.32	310	1.50	0.81	3.08	4.62	22.99	19	63.00	2.21	0.86	1.23	0.018	0.031
42-41	97.30	97.80	96.09	95.70	131.00	0.00	131.00	131.00	137	1.50	0.36	1.37	2.06	2.98	19	23.00	0.80	0.44	0.41	0.031	0.037
41-40	97.80	93.80	95.70	92.59	107.32	131.00	238.32	238.32	249	1.50	0.65	2.47	3.71	28.98	19	70.00	2.48	0.97	1.31	0.018	0.028
48-47	98.80	96.92	97.59	95.71	123.32	0.00	123.32	123.32	129	1.50	0.34	1.29	1.94	15.24	19	51.00	1.90	0.81	0.81	0.023	0.023
47-46	96.92	95.80	95.71	94.59	49.83	123.32	173.15	173.15	181	1.50	0.47	1.79	2.69	22.48	19	62.00	2.18	0.85	1.07	0.018	0.027
54-53	98.80	97.18	97.59	95.97	117.44	0.00	117.44	117.44	123	1.50	0.32	1.22	1.83	13.79	19	48.00	1.71	0.77	0.77	0.023	0.023
53-48	97.18	95.80	95.97	94.59	57.69	117.44	175.13	175.13	183	1.50	0.46	1.82	2.73	23.92	19	64.00	2.25	0.88	1.10	0.018	0.027
46-40	95.80	93.80	94.59	92.59	71.20	348.28	419.48	419.48	439	1.50	1.15	4.37	6.56	28.09	19	69.00	2.44	0.95	1.24	0.018	0.037
40-10	93.80	93.60	92.59	92.39	71.83	657.80	729.63	729.63	763	1.50	1.99	7.56	11.34	2.78	19	22.00	0.77	0.43	0.75	0.031	0.089
4-14	102.80	102.18	101.59	100.97	52.11	0.00	52.11	52.11	55	1.50	0.14	0.53	1.50	11.90	19	45.00	1.59	0.72	0.72	0.023	0.023
14-13	102.18	101.80	100.97	97.60	38.89	52.11	91.00	91.00	95	1.50	0.25	0.95	1.50	86.65	19	122.00	4.28	1.37	1.37	0.014	0.014
13-12	101.80	98.80	97.60	97.40	49.16	306.21	355.37	355.37	372	1.50	0.97	3.69	5.54	4.07	19	26.00	0.93	0.48	0.70	0.028	0.055
12-11	98.80	95.80	97.40	94.59	49.16	597.70	646.86	646.86	677	1.50	1.77	6.73	10.10	57.16	19	99.00	3.48	1.11	2.16	0.014	0.040
11-10	95.80	93.60	94.59	92.39	48.71	916.31	965.02	965.02	1009	1.50	2.63	9.99	14.99	45.17	19	88.00	3.10	1.09	2.23	0.015	0.050
10-9	93.60	92.80	92.39	91.48	46.55	1990.97	2037.52	2037.52	2131	2.78	5.56	19.82	29.73	19.55	19	58.00	2.04	1.00	1.98	0.027	0.089
58-57	98.30	96.80	97.09	95.59	117.44	0.00	117.44	117.44	123	1.50	0.32	1.22	1.83	12.77	19	47.00	1.65	0.74	0.74	0.023	0.023
57-56	96.80	94.67	95.59	93.46	105.90	117.44	223.34	223.34	234	1.50	0.61	2.32	3.48	20.11	19	59.00	2.07	0.81	1.10	0.018	0.028
56-9	94.67	92.80	93.46	91.48	92.71	223.34	316.05	316.05	331	1.50	0.86	3.27	4.91	21.36	19	60.00	2.13	0.83	1.24	0.018	0.034
9-2	92.80	92.92	91.48	91.39	52.06	2353.57	2405.63	2405.63	2516	3.29	6.57	23.04	34.56	1.73	30	58.00	0.82	0.46	0.86	0.050	0.168
2-1	92.92	92.89	91.39	91.25	23.50	2833.70	2857.20	2857.20	2989	3.90	7.80	26.86	40.29	5.96	30	108.00	1.53	0.81	1.41	0.045	0.126 DESCARGA EN POZO DE LA UNIVERSIDAD

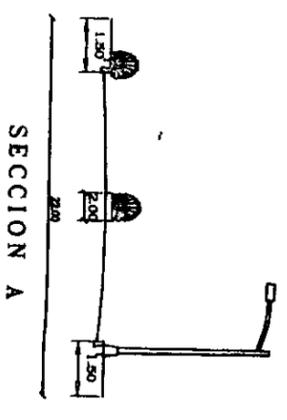
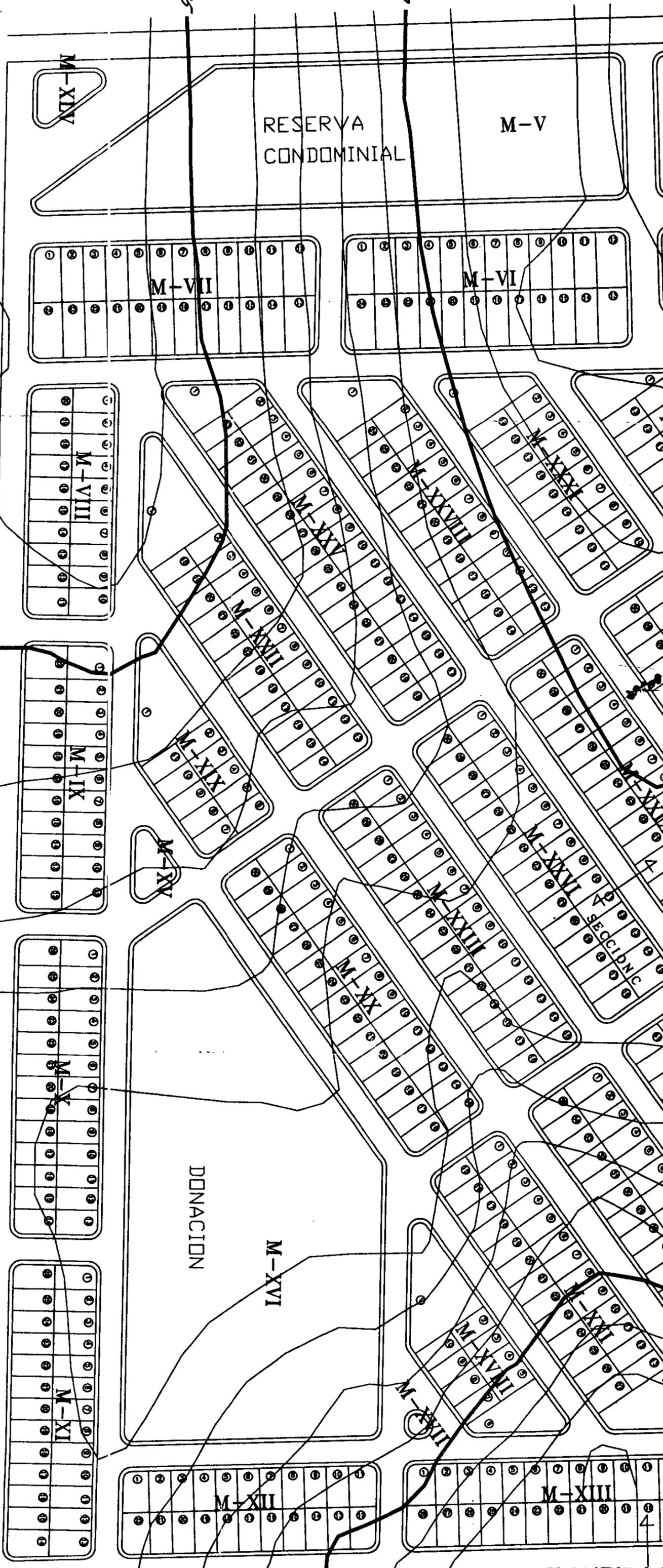
CIRCUITO UNIVERSITARIO

CONEXION CON EL PERIFERICO DE LA JUVENTUD

NOTA: 95 CURVAS DE NIVEL A CADA METRO

CAMPUS UNIVERSITARIO

UACH



PROPIEDAD DURISA

CIRCUITO UNIVERSITARIO

RESERVA CONDOMINIA

RESERVA COMERCIAL  
M-IV

M-XXXVIII

DONACION

SECCION B  
A

M-XXXIX

RESERVA CONDOMINIAL  
M-III

CIRCUITO UNIVERSITARIO

RESERVA CONDOMINIAL  
M-II

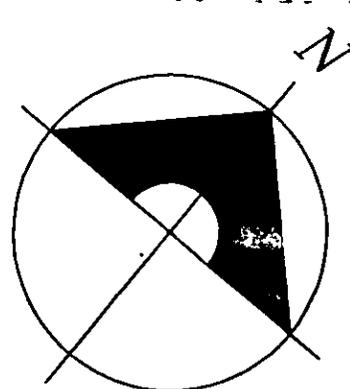


105

110

105

100



CARRETERA PANAMERICANA  
A CD. JUAREZ



RESERVA  
COMERCIAL

HUA

TABLA DE USO DE SUELO

NO DE MANZANA	AREA CONDOMINIAL	AREA COMERCIAL	AREA DONACION	AREA LOTIFICABLE	AREA TOTAL ( m <sup>2</sup> )
I	10,408.78	4,455.12			14,863.90
II	8,041.85				8,041.85
III	7,505.34				7,505.34
IV	5,000.34	12,377.51			17,377.85
V	9,043.73				9,043.73
VI				4,031.59	4,031.59
VII				4,059.85	4,059.85
VIII				2,478.52	2,478.52
IX				2,838.27	2,838.27
X				3,185.34	3,185.34
XI				3,178.80	3,178.80
XII				2,728.16	2,728.16
XIII				3,489.25	3,489.25
XIV				3,491.20	3,491.20
XV			248.77		248.77
XVI			14,348.29		14,348.29
XVII			44.15		44.15
XVIII	1,107.94			980.00	2,087.94
XIX	676.57			1,188.14	1,871.71
XX				3,582.27	3,582.27
XXI	508.99			3,118.14	3,625.13
XXII	761.28			2,878.14	3,637.42
XXIII				3,582.27	3,582.27
XXIV	407.53			4,078.14	4,483.67
XXV	349.86			3,838.14	4,188.00
XXVI				3,582.27	3,582.27
XXVII	508.14			4,798.14	5,302.28
XXVIII	498.34			2,878.14	3,372.48
XXIX				3,582.27	3,582.27
XXX	522.25			4,078.14	4,600.39
XXXI	402.83			2,158.14	2,558.97
XXXII				3,582.27	3,582.27
XXXIII	621.40			2,838.14	3,257.54
XXXIV	308.37			1,438.09	1,746.46
XXXV				3,582.27	3,582.27
XXXVI	480.61			1,438.07	1,918.68
XXXVII	363.77			1,198.04	1,560.81
XXXVIII			19,283.28		19,283.28
XXXIX			575.42		575.42
XL				3,980.30	3,980.30
XLI				3,731.32	3,731.32
XLII				689.97	689.97
XLIII				2,158.18	2,158.18
XLIV				3,180.89	3,180.89
XLV			287.42		287.42
XLVI			503.11		503.11
AREA TOTAL DE MANZANAS					291,882.38

ESCUELA NACIONAL DE  
ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON UNAM

OBRA: FRACCIONAMIENTO  
LOMAS DEL NORTE

PLANO:  
USO DE SUELO

ESCALA:  
1 : 1 2 5 0

DIBUJO:  
Francisco Olvera Yáñez

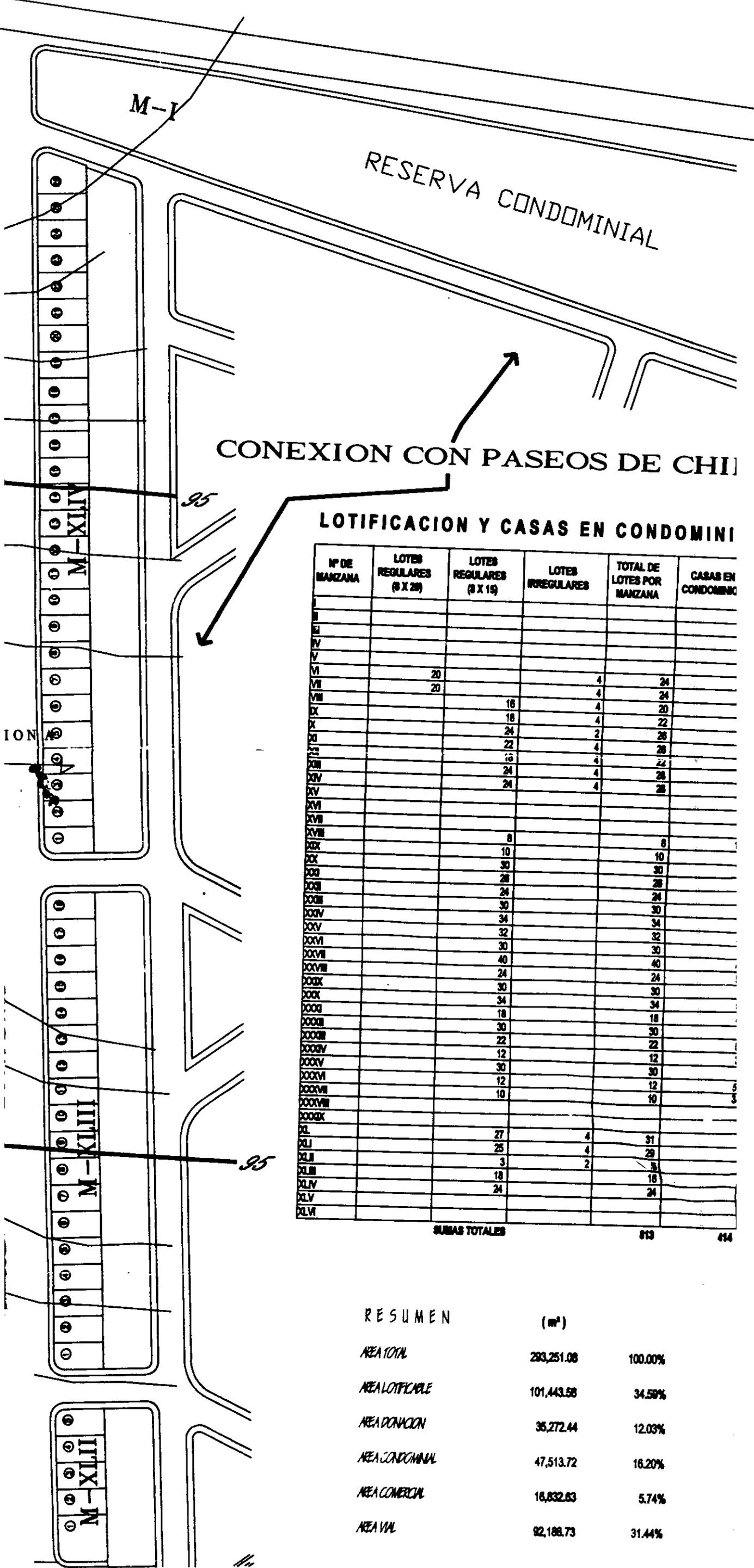
TESIS  
PROFESIONAL

No. DE PLANO:

IV. 1

FECHA :  
JUNIO - 1998

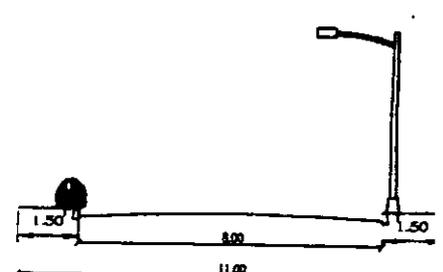
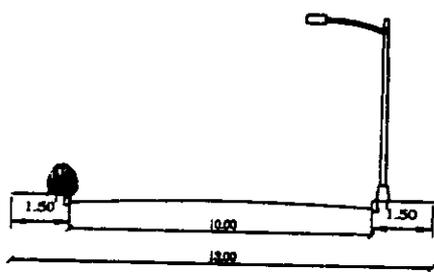
# PROPIEDAD DURISA



## LOTIFICACION Y CASAS EN CONDOMINIO

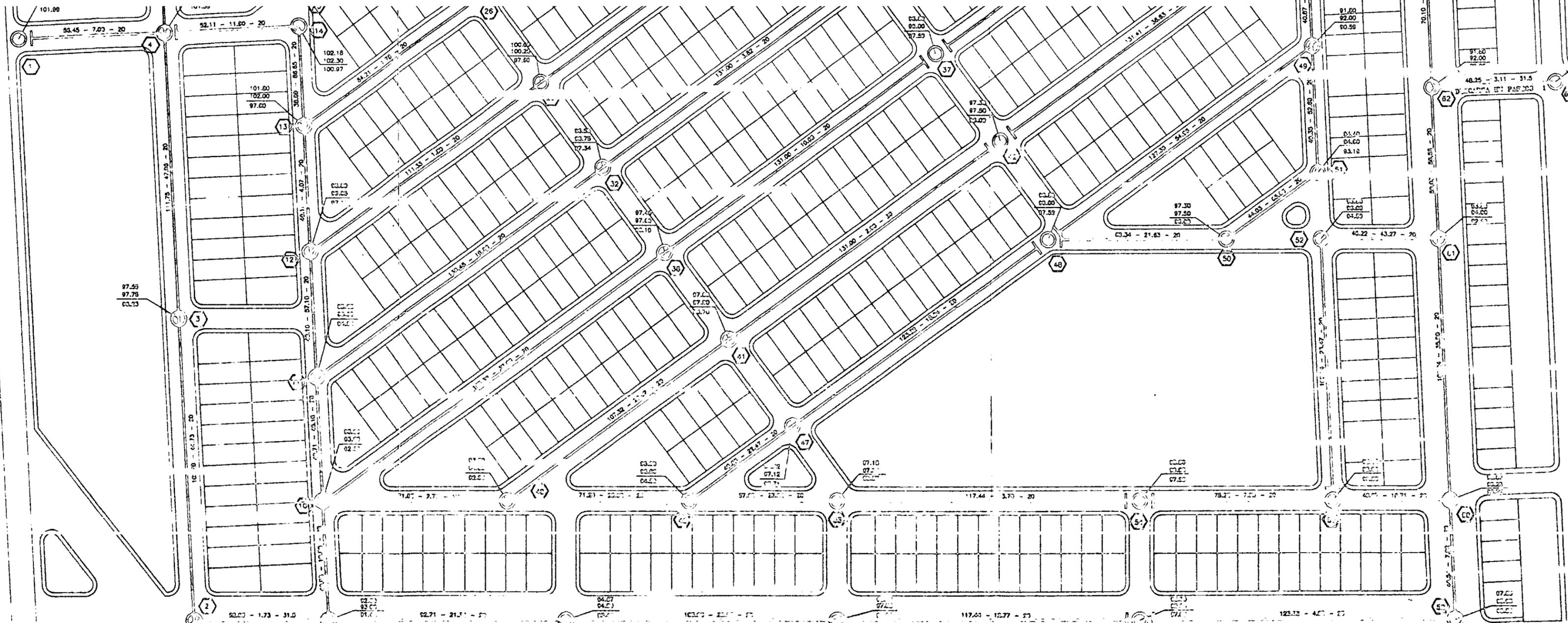
Nº DE MANZANA	LOTES REGULARES (8 X 28)	LOTES REGULARES (8 X 18)	LOTES IRREGULARES	TOTAL DE LOTES POR MANZANA	CASAS EN CONDOMINIO
II					
III					
IV					
V					
VI	20		4	24	
VII	20		4	24	
VIII		18	4	22	
IX		18	4	22	
X		24	2	26	
XI		22	4	26	
XII		18	4	22	
XIII		24	4	28	
XIV		24	4	28	
XV					
XVI					
XVII					
XVIII		8		8	
XIX		10		10	
XX		30		30	
XXI		28		28	
XXII		24		24	
XXIII		30		30	
XXIV		34		34	
XXV		32		32	
XXVI		30		30	
XXVII		40		40	
XXVIII		24		24	
XXIX		30		30	
XXX		34		34	
XXXI		18		18	
XXXII		30		30	
XXXIII		22		22	
XXXIV		12		12	
XXXV		30		30	
XXXVI		12		12	
XXXVII		10		10	
XXXVIII					
XXXIX					
XL		27	4	31	
XLI		25	4	29	
XLII		3	2	5	
XLIII		18		18	
XLIV		24		24	
XLV					
XLVI					
<b>SUMAS TOTALES</b>				<b>813</b>	<b>414</b>

RESUMEN	(m²)	
AREA TOTAL	283,251.08	100.00%
AREA LOTIFICABLE	101,443.58	34.59%
AREA DONACION	35,272.44	12.03%
AREA CONDOMINIAL	47,513.72	16.20%
AREA COMERCIAL	16,832.83	5.74%
AREA VIAL	92,188.73	31.44%



SECCION B

SECCION C

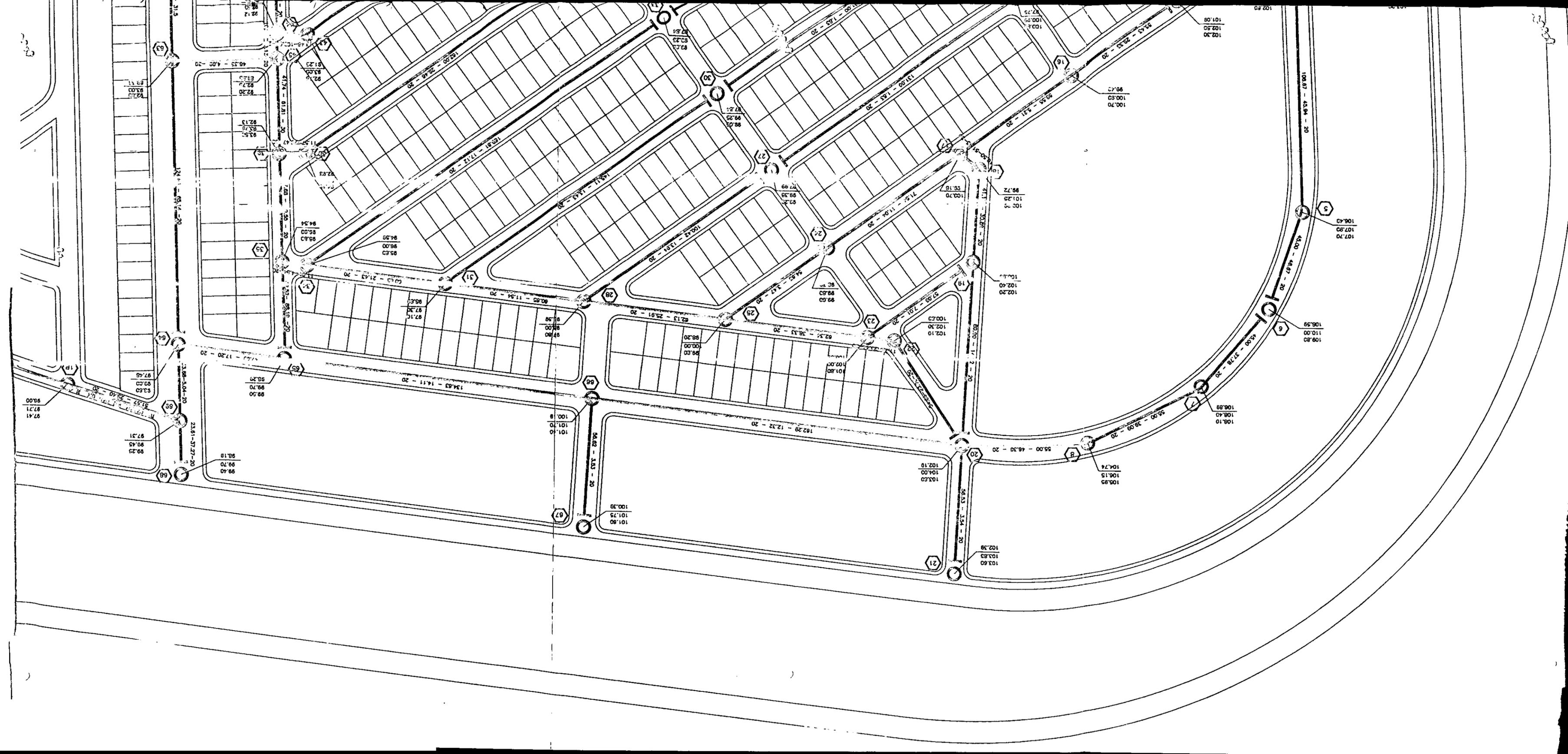


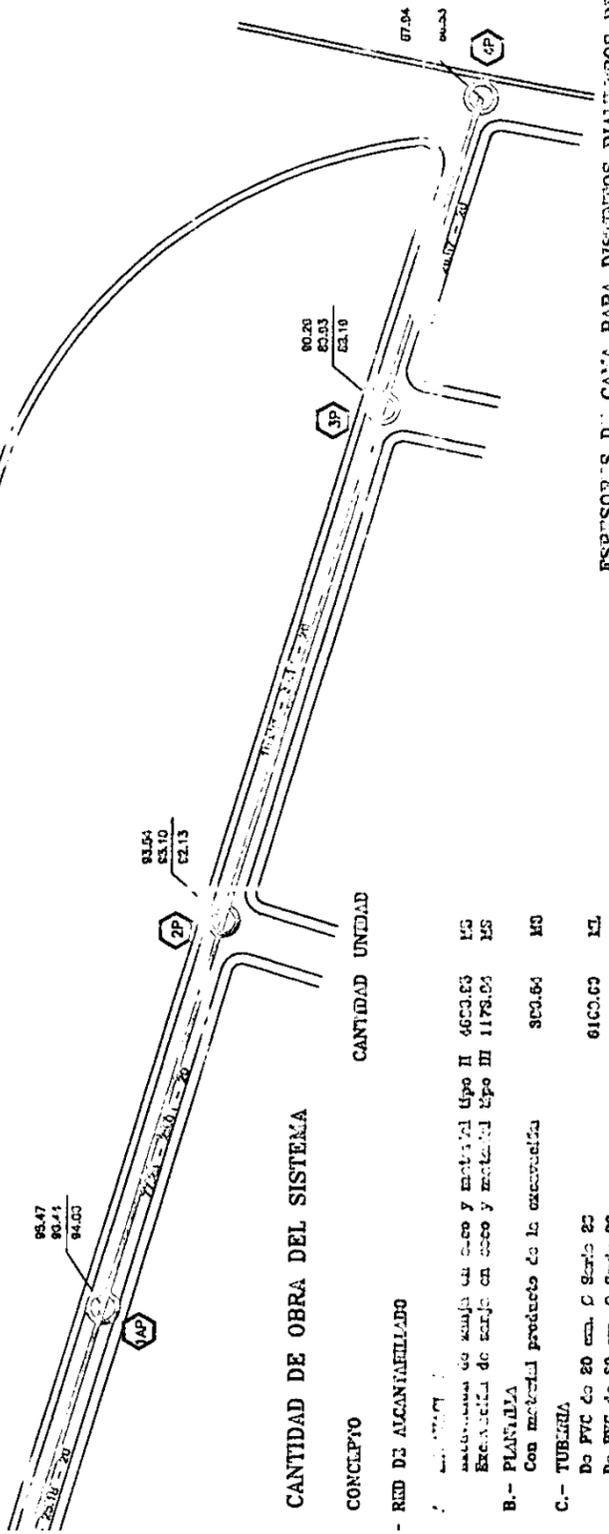
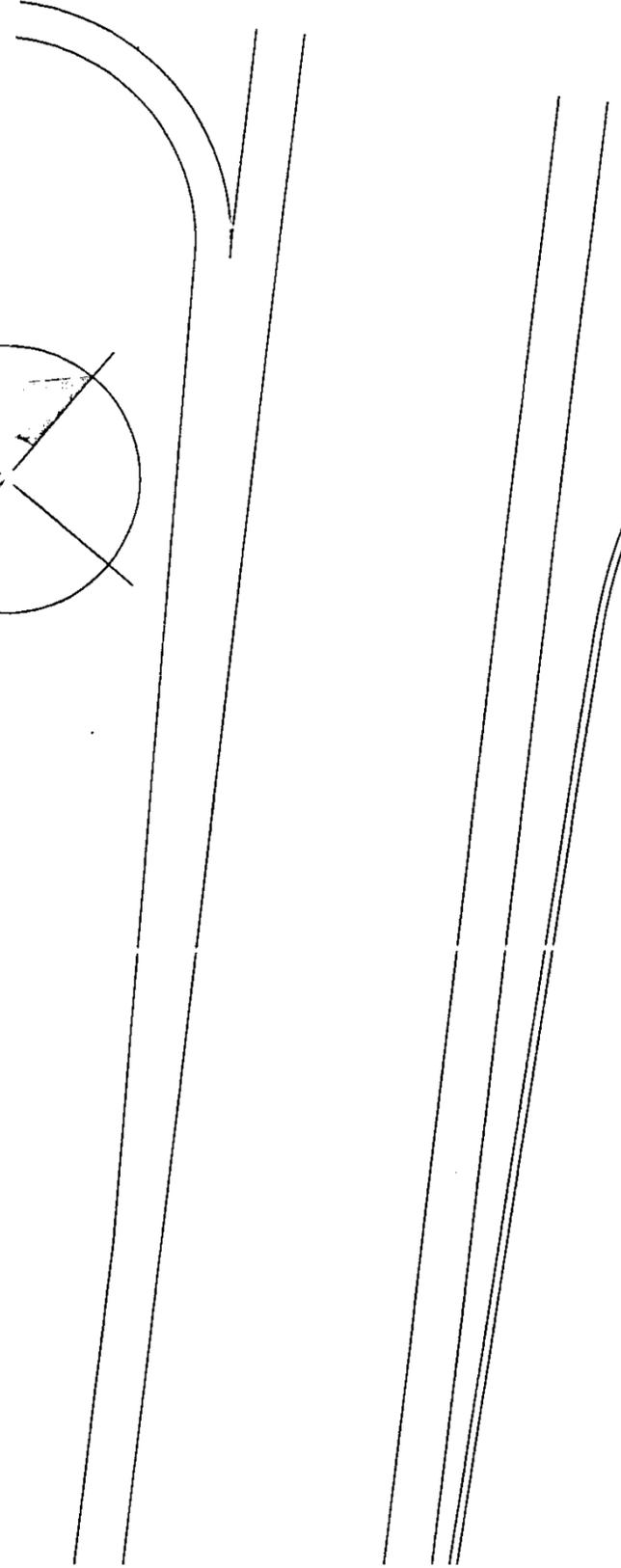
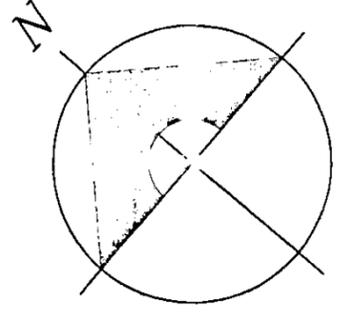
**SIMBOLOGIA**

	ATARON
	CUBETA
	CAJON DE VENTILACION
	FONDOS DE VERGAS
	REJILLA DE CUBETA
	NIVEL DE TUBERIA
	NIVEL DE ATENCION HIDRAULICA
	LONGITUD - PENDIENTE - DIAMETRO
	mto m/cms cms.

**NOTA:**

1.- La distancia de separacion entre los puntos de control de la red con tubo de 10 cms. Ø y pendiente gradual no mayor a 10 milímetros ni mayor a 110 milímetros.





**CANTIDAD DE OBRA DEL SISTEMA**

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
- RED DE ALCANTARILLADO		
A.- TUBERIA de PVC de 20 cm. C. Sano 82	6100.00	ML
De PVC de 30 cm. D. Sano 20	282.00	ML
B.- OBRAS COMIDAS		
Pozo de visita común	60.00	PZA.
C.- TUBERIA		
De PVC de 20 cm. C. Sano 82	2003.16	ML
De PVC de 30 cm. D. Sano 20	3142.01	ML
D.- OBRAS DE TUBERIA		
De PVC de 10 cm. de 3 (Tramo de 3 m)	1230	PZAS.
E.- TUBERIA		
De PVC de 10 cm. de 3 (Tramo de 3 m)	1230	PZAS.



ESPOSORES DE CALA PARA DISTINTOS DIAMETROS DE TUBERIA COLOCADA EN TERRENO O TIERRA.

A	B	C	D	E
0.20	0.10	0.05	0.025	0.20
0.25	0.11	0.055	0.0275	0.25
0.30	0.12	0.06	0.03	0.30
0.35	0.13	0.065	0.0325	0.35
0.40	0.14	0.07	0.035	0.40
0.45	0.15	0.075	0.0375	0.45
0.50	0.16	0.08	0.04	0.50

La obra deberá ser de un material que permita la colocación de la tubería en el caso de que se necesite cambiar de diámetro. La obra deberá ser de un material que permita la colocación de la tubería en el caso de que se necesite cambiar de diámetro. La obra deberá ser de un material que permita la colocación de la tubería en el caso de que se necesite cambiar de diámetro.

**PUNOS DE PRECISIO**

POBREMEN	1227	MANO
REBOLLO de hierro	5.80	EMB/PZA.
POBREMEN de Fierro		

**GASIFICO**

Aperturas (70 x 30 cm. de 20 cm.)	2.000	MANO
Grutas de 10 cm. de 20 cm.	17.00	MANO
Grutas de 20 cm.	6.70	MANO
Condiciones de 20 cm.	1.0	
Condiciones de 20 cm.	3.18	
Grutas de 20 cm.	5.00	MANO
Grutas de 20 cm.	6.00	MANO
Grutas de 20 cm.	6.00	MANO
Grutas de 20 cm.		

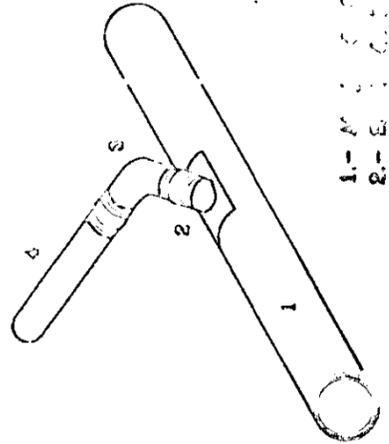
VALVULAS		
V. 1/2"	0.40	MANO
V. 3/4"	6.00	MANO

$V = 1 + \frac{10}{8 + P}$

$V = 1 + \frac{10}{8 + 50}$

DETERMINAR POSICIONES DE TUBERIA

DETERMINAR POSICIONES DE TUBERIA



- 1.- M...
- 2.- E...
- 3.- G...
- 4.- T...

SEÑALAR LAS TUBERIAS DE LA OBRA

**POZO A POZO B**



**CORTE A-A C O R T E B-B C O R T E C-C**



INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS PROFESIONALES

ARAGON UNAMI

CIudad: FINCA CONDOMINIO LOMAS DEL NOROESTE

PROFESIONAL: [Name]

FECHA: JUNIO - 1998

IV.2

## RED DE AGUA POTABLE

### V.I GENERALIDADES.

El objetivo de un sistema de abastecimiento es proporcionar un servicio eficiente, considerando calidad, cantidad y continuidad.

En el diseño de un sistema de agua potable se debe conocer la infraestructura existente en la localidad (capítulo I) y asegurar que en los cruces con la red de alcantarillado sanitario, la tubería de agua potable siempre se localice por arriba.

El diseño hidráulico de un sistema debe realizarse en base a los lineamientos técnicos establecidos en el capítulo II.

El planeamiento de la red de distribución de agua potable para el "Fraccionamiento Lomas del Norte" lo daremos a conocer, no sin antes, establecer conceptos y funciones de los componentes que forman nuestra red en estudio.

#### V.1.a Redes de Distribución.

El sistema de distribución consiste en una red de tuberías subterráneas, que tiene por objeto entregar el agua hasta la entrada de los predios de los usuarios. El servicio se dará a base de las tomas domiciliarias, en forma continua.

La red de distribución debe satisfacer los requisitos siguientes.

- Suministrar agua en cantidad suficiente (gasto máximo horario de proyecto).
- El agua debe ser potable. Se debe tomar en cuenta lo indicado en las normas vigentes, referentes a la calidad del agua potable.
- Las presiones de servicio ó disponibles en cualquier punto de la red deben estar comprendidas entre 1.5 a 5.0 kg/cm<sup>2</sup>. Para localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>.
- El diseño de la red de distribución debe considerar el estudio de factibilidad económica y financiera, es decir, se debe analizar

la conveniencia de diseñar la red para una etapa inmediata ó bien, para un período más amplio.

- Las tuberías de agua potable se ubican separadas de otros conductos subterráneos (alcantarillado, gas, electricidad y telecomunicaciones), a una distancia libre mínima de 20 cm vertical y horizontal.

La planimetría del predio es determinante para elegir el tipo de red por diseñar, abierta ó de circuitos.

La red abierta se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten tener circuitos, ó bien, en comunidades con predios muy dispersos.

Lo recomendable es tener redes a base de circuitos, por su eficiencia hidráulica y flexibilidad de operación, tal es el caso para el "Fraccionamiento Lomas del Norte".

#### V.1.a.1 Tuberías.

De acuerdo con la magnitud de sus diámetros, las tuberías se clasifican en: líneas de alimentación, redes primarias y redes secundarias ó de relleno.

- Línea de alimentación: Es una tubería que suministra agua directa a la red de distribución y que, partiendo de una fuente de abastecimiento ó de un tanque de regularización termina en el punto donde se hace la primera derivación. En caso de que haya más de una línea de alimentación, la suma de los gastos en estas líneas hacia la red de distribución debe ser igual al gasto máximo horario.
- Redes primarias: Este tipo de tubería le sigue en importancia a la línea de alimentación, en función al gasto que conduce. A las redes primarias están conectadas las líneas secundarias ó de relleno.

Cuando la traza de las calles forme una malla que permita proyectar circuitos, su longitud deberá variar entre 400 y 600 metros.

El diámetro mínimo por utilizar, es de 100 mm sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm.

- Redes secundarias ó de relleno: Una vez definidas las líneas de alimentación y las redes primarias, las tuberías restantes para

cubrir la totalidad de calles son conocidas como redes secundarias ó de relleno.

El diámetro de las tuberías secundarias para localidades urbanas pequeñas será de 50 ó 60 mm. y para ciudades de importancia de 75 ó 100 mm. Para la justificación de éstos diámetros se considerará la densidad de población del área por servir.

#### V.1.a.2 Cruceos de la Red.

Para hacer las conexiones de las tuberías en los cruceos, para cambios de dirección y de diámetro, interconexiones, instalación de válvulas de seccionamiento, etc., se utilizan piezas especiales. Estos cruceos los podemos ver en el plano general V.1.

Todas las tees, codos y tapas ciegas llevarán atraques de concreto, según el plano V.1.

En los cruceos con válvulas, se hará la selección de la caja adecuada para su operación, en función del diámetro, número de válvulas y su ubicación, en el plano general V.1 se establecen los tipos de cajas que se requieren de acuerdo al manual de normas de proyecto de agua potable.

#### V.1.a.3 Válvulas de Seccionamiento.

Las válvulas de seccionamiento sirven principalmente para operar y dar mantenimiento a la red primaria; cuando no se consideran, el costo de inversión se reduce notablemente, pero en consecuencia, los costos de operación y mantenimiento llegan a valores inadmisibles.

Por otro lado, ubicar valvulas en cada cruceo encarece la construcción y complica dramáticamente la operación y el mantenimiento.

#### V.1.a.4 Tomas Domiciliarias.

Corresponde a la parte de la red por medio de la cual el usuario dispone del agua en su propio predio.

La selección del tipo de toma queda a criterio del organismo operador, en función de su experiencia y de las características particulares de la localidad.

En el plano general V.1 se presenta un esquema de la toma domiciliaria que se utilizará en el proyecto en estudio.

## V.2 DATOS BASICOS DEL PROYECTO.

Se definirán éstos datos básicos de proyecto de una manera sencilla para poder tener una solución de anteproyecto eficiente para el Fraccionamiento Lomas del Norte.

Es importante mencionar que la red de alcantarillado y la red de agua potable son anteproyectos, ya que en el momento del trazo físico del fraccionamiento siempre existen alteraciones que nos llevan al proyecto ejecutivo.

Procederemos a dar los "Datos Básicos de Proyecto" que consideramos necesarios, de acuerdo a lo establecido para la solución y cálculo de la "Red de Agua Potable".

### V.2.a Topografía, Localización y Datos Generales del Fraccionamiento "Lomas del Norte".

La topografía del terreno toma una vital importancia para un buen funcionamiento de la red de distribución debido a la variación de la energía de posición a lo largo de los conductos.

Para la solución de nuestra red de distribución necesitamos contar con una solución urbanística del fraccionamiento, topografía y líneas de alimentación.

La solución urbanística y la topografía se verán en el plano IV.1 presentado en el capítulo IV.

Las líneas de alimentación se verán en el plano V.1 que muestra la solución propuesta de red de distribución para el fraccionamiento "Lomas del Norte".

### V.2.b Población de Proyecto.

De acuerdo a lo establecido en la sección IV.2.b del capítulo anterior tenemos que considerando 5.5 habitantes por lote y 1227 lotes la población del proyecto será de:

$$Población = 5.5hab / lote \cdot 1227lotes = 6748.50hab.$$

$$Población \approx 6749hab.$$

### V.2.c Período de Diseño y Vida Útil.

Igualmente que para la red de alcantarillado se proyecta esta red de distribución para un período de diseño de 6 a 10 años y la vida útil se alargará a las obras escalonadas

### V.2.d Dotación.

La Junta Municipal nos pide utilizar una dotación de 300 lt/hab/día de acuerdo a las necesidades de demanda de la localidad.

$$D=300 \text{ lt/hab/día}$$

### V.2.e Gasto Medio Diario.

$$Q_{med} = \frac{P \cdot D}{86400}$$
$$Q_{med} = \frac{6749 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lt / hab / día}}{86400}$$
$$Q_{med} = 23.43 \text{ lt / seg}$$

### V.2.f Gasto Máximo Diario.

$$Q_{MD} = CV_d \cdot Q_{med}$$
$$Q_{MD} = 1.2 \cdot 23.43 \text{ lt / seg}$$
$$Q_{MD} = 28.12 \text{ lt / seg}$$

### V.2.g Gasto Máximo Horario.

$$Q_{MH} = CV_h \cdot Q_{MD}$$
$$Q_{MH} = 1.5 \cdot 28.12 \text{ lt / seg}$$
$$Q_{MH} = 42.18 \text{ lt / seg}$$

Con este gasto haremos el cálculo hidráulico de la red de distribución.

#### V.2.h Tipo de Red de Distribución.

El tipo de red utilizada en éste proyecto es de "CIRCUITOS", debido a su mejor funcionalidad, ya que permite a la tubería primaria alimentar a las tuberías secundarias de dos o más puntos, además, la traza del fraccionamiento "Lomas del Norte" lo permite.

La red de distribución propuesta cuenta con un circuito principal de tuberías de 6" de diámetro y tuberías secundarias de 3" de diámetro.

#### V.2.i Fuente de Abastecimiento.

La fuente de abastecimiento es el manantial de Sauz que se encuentra a 60 km al norte de la ciudad de Chihuahua. De ahí se derivan líneas de conducción y de alimentación para abastecer las localidades de la ciudad.

De acuerdo a la infraestructura de donación nuestro fraccionamiento en estudio está dentro del sector 7 (ver plano I.4), por lo tanto, podemos observar la futura línea de alimentación para el cruce número 35 (ver plano V.1).

#### V.2.j. Longitud Total de la Red.

La longitud de la red distribución del fraccionamiento es de 6203 metros lineales: se obtiene sumando todos los tramos que conforman la red de distribución (ver plano general V.I y hojas de calculo).

Este dato nos permite calcular un parámetro necesario para el calculo de la red

- Gasto unitario, ( $q_u$ ), es la cantidad del gasto máximo horario por metro lineal.

$$q_u = \frac{Q_{MH}}{L_{TOTAL}} = \frac{42.18 \text{ lt / seg}}{6203 \text{ m}}$$
$$q_u = 0.00680 \text{ lt / seg / m}$$

#### V.2.k Profundidad Mínima de Zanja.

El colchón mínimo será de acuerdo a la tabla II.6, en nuestro caso de acuerdo a los diámetros propuestos será de 0.90 m. más el diámetro exterior del tubo, lo que nos da la profundidad de la zanja constante para la red, siempre y cuando no haya otro tipo de instalaciones que nos tenga que hacer variar esta profundidad.

### V.3. CALCULO HIDRAULICO DE LA RED DE DISTRIBUCION.

Supongamos, de acuerdo a la traza del fraccionamiento un circuito principal con diámetros de 6" que a su vez alimentará a tuberías secundarias ó de relleno de diámetros de 3". Al revisar la red sabremos si éstos diámetros son los adecuados para un buen funcionamiento del sistema.

Las válvulas además de su funcionalidad ya mencionada (sección V.1.a.3) nos permiten dar una dirección de flujo, que nos servirá de guía para realizar una acumulación de gastos ó caudales por alimentar.

La alimentación de la red será en el crucero número 2 (ver plano V.1), el cual se conectará con una línea de alimentación de 14" de diámetro de la red municipal, que tiene una carga disponible de presión al entrar a la red (cruce 5, ver plano V.1) de 40 m, la cual se utilizará para vencer las pérdidas de fricción y de posición, en nuestro recorrido supuesto de trabajo.

El criterio para el trazo del circuito principal, es la de detectar un punto de equilibrio, al cual podremos llegar con recorridos equivalentes (en cuanto a longitud y acumulación de gasto por alimentar) partiendo del cruce número 5, el cual es el punto de alimentación para nuestro circuito principal. Estos recorridos propuestos los podemos ver en la hoja de calculo V.1, observando los ramales 2 y 3, los cuales conforman el circuito principal.

El punto de equilibrio propuesto, es el cruce número 18 (ver plano V.1), este punto es valido si las pérdidas de fricción son equivalentes, es decir, la diferencia de las pérdidas de fricción de los dos sentidos de flujo supuestos deben tender a cero

$$\sum hf \approx 0$$

Para realizar este equilibrio de pérdidas por fricción realizamos una acumulación de gastos por distribución lineal, equivalente para cada ramal del circuito principal (ramal 2 y 4). Esta acumulación de gastos, aunque busquemos el equilibrio debe ser de una condición de trabajo real, en cuanto a la alimentación.

Si el equilibrio del circuito no se logra por acumulaciones de gastos, se recurre comúnmente al método de Hardy Cross, que por medio de la corrección de gastos se llega al balance de pérdidas. Este método se omite en éste trabajo debido a que con sentido practico de acumulamiento logramos dicho balance (ver hoja de calculo V.1).

Al establecer el balance de pérdidas por fricción y siendo las pérdidas de posición iguales, debido a que llegan al mismo nivel partiendo de uno común, la carga disponible de presión en el nudo de equilibrio debe ser equivalente en los dos recorridos, por lo tanto su cota piezométrica lo es también (ver hoja de calculo V.1).

La cota piezométrica es la suma de la carga disponible de presión y el nivel de posición, tomando el nivel de subrasante como tal.

### V.3.a Ejemplo de Calculo del Tramo 19-25 (hoja de calculo V.2).

El problema del calculo hidráulico de la red se presenta de la siguiente forma: conociendo la longitud, diámetro y rugosidad de los tubos, deseamos conocer, las cargas de presión en los nudos de la red, estas cargas disponibles deben estar entre 10 y 15 m como mínimo.

#### V.3.a.1 Calculo del Gasto.

El tramo 19-25 tiene una longitud propia de 46.55 m. y una tributaria de 282.01 (suma de los tramos 25-26 y 26-26A). Este es un sentido de alimentación propuesto debido al seccionamiento de válvulas.

Por lo tanto, la longitud acumulada sería:

$$\begin{aligned}L.\text{acum.} &= L.\text{propia} + L.\text{tributaria} \\L.\text{acum.} &= 46.55\text{m} + 282.01\text{m} \\L.\text{acum.} &= 328.56\text{m}\end{aligned}$$

El gasto supuesto sería el producto de la longitud acumulada y el gasto unitario (sección V.2.j).

$$\begin{aligned}Q_{19-25} &= L.\text{acum.} \cdot q_u \\Q_{19-25} &= 328.56\text{m} \cdot 0.00680\text{lt} / \text{seg} / \text{m} \\Q_{19-25} &= 2.234\text{lt} / \text{seg}\end{aligned}$$

#### V.3.a.2 Pérdidas por Fricción.

Calculando con la fórmula de Manning tenemos que:

$$hf = K \cdot L \cdot Q^2$$

donde:

$$K = \frac{10.3 \cdot n^2}{D^{16/3}}$$
$$n = 0.009$$

por lo tanto:

$$K = \frac{10.3 \cdot 0.009^2}{0.075^{16/3}}$$
$$K = 833.67$$

En la pérdida por fricción podemos afectar con un 5% más a la longitud del tramo por las pérdidas locales no tomadas hasta el momento en cuenta.

Por lo tanto la expresión la podemos utilizar de la siguiente manera:

$$hf = 1.05KLQ^2$$
$$hf = 1.05(833.67) \cdot 46.25 \cdot (0.002234)^2$$
$$hf = 0.20m$$

#### V.3.a.3 Pérdida ó Ganancia Total de Carga ( $H_{TOTAL}$ )

La carga de posición ( $H$ ) que se gana ó se pierde debido a la diferencia de niveles del terreno de un nudo a otro mas las pérdidas de fricción nos dan la pérdida ó ganancia total de carga.

En las tablas consideramos negativas las pérdidas y positivas las ganancias de carga, la suma algebraica nos da la carga total ( $H_{TOTAL}$ ).

$$H = C_iS - C_fS$$
$$H = 93.60 - 92.80 = 0.80m$$
$$hf = -0.20m$$
$$H_{TOTAL} = H + hf = 0.80m + (-0.20m)$$
$$H_{TOTAL} = 0.60m$$

#### V.3.a.4 Cargas disponibles.

Se toma la carga disponible del nudo 19 perteneciente al circuito principal que es de 30.24 m. y se suma algebraicamente con la  $H_{TOTAL}$  que en este caso hay una ganancia de carga de 0.60 m.

Es importante mencionar, que se debe tener cuidado en tomar las cargas disponibles calculadas del circuito principal para la alimentación de las líneas secundarias.

Por lo tanto:

$$CargaDf = CargaDi + H_{TOTAL}$$

$$CDf = 30.24 + 0.60$$

$$CDf = 30.84m$$

La tubería utilizada de acuerdo a lo especificado será RD-32.5, que soporta una presión de 8.7 kg/cm<sup>2</sup> (87m).

#### V.3.a.5 Carga Piezométrica.

Es la suma de las cargas disponibles con su correspondiente cota de posición.

$$CotaPi = CargaDi + CiS$$

$$CotaPi = 30.24 + 93.60$$

$$CotaPi = 123.84m.$$

Verificar datos en la hoja de calculo V.2 y ver datos de carácter constructivo en el plano general V.1.

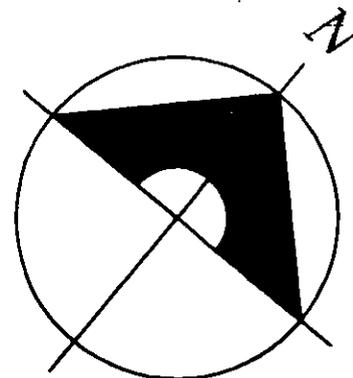


### Hoja de calculo V.2

Ramal No.	Tramo	CiS (m)	CiS (m)	L. Propia. (m)	Q (l/seg)	Diámetro (cm)	h <sub>f</sub>	H	H <sub>total</sub>	CARGA/Di (m)	CARGA/Df (m)	COTA/PI (m)	COTA/PI (m)	Observaciones
4	3-23	91.80	98.05	161.27	1.097	7.5	833.67	-0.17	-6.25	38.14	31.72	129.94	129.77	
5	22-23	98.80	98.05	46.07	3.616	7.5	833.67	-0.53	0.75	25.84	26.06	124.64	124.11	
	23-24	98.05	97.80	46.54	3.303	7.5	833.67	-0.44	0.25	26.06	25.87	124.11	123.67	
	24-25	97.80	92.80	439.32	2.987	7.5	833.67	-3.43	5.00	25.87	27.44	123.67	120.24	
6	19-25	93.60	92.80	46.55	2.234	7.5	833.67	-0.20	0.80	30.24	30.84	123.84	123.64	TRAMO ANALIZADO
	25-26	92.80	92.92	52.06	1.918	7.5	833.67	-0.17	-0.12	30.84	30.55	123.64	123.47	
	26-26A	92.92	102.30	229.95	1.564	7.5	833.67	-0.49	-9.38	30.55	20.68	123.47	122.98	
7	15-15A	102.30	102.50	20.13	1.403	7.5	833.67	-0.03	-0.20	21.69	21.46	123.99	123.96	
	15A-26A	102.50	102.30	34.59	1.266	7.5	833.67	-0.05	0.20	21.46	21.61	123.96	123.91	
	26A-27	102.30	107.70	106.67	1.031	7.5	833.67	-0.10	-5.40	21.61	16.11	123.91	123.81	
	27-28	107.70	109.80	45	0.306	7.5	833.67	0.00	-2.10	16.11	14.01	123.81	123.81	
8	7-32	95.80	99.50	45	2.325	15	20.68	-0.01	-3.70	29.30	25.59	125.10	125.09	
	32-31	99.50	103.80	296.92	2.019	7.5	833.67	-1.06	-4.30	25.59	20.23	125.09	124.03	
9	13-31	102.20	103.80	80.90	1.604	7.5	833.67	-0.18	-1.60	21.93	20.15	124.13	123.95	
	31-30	103.80	105.95	55.00	1.054	7.5	833.67	-0.05	-2.15	20.15	17.95	123.95	123.90	
	30-29	105.95	108.10	55	0.680	7.5	833.67	-0.02	-2.15	17.95	15.78	123.90	123.88	
	29-28	108.10	109.80	45	0.306	7.5	833.67	0.00	-1.70	15.78	14.08	123.88	123.88	
10	4-33	92.20	98.80	124.65	1.558	7.5	833.67	-0.26	-6.60	35.21	28.35	127.41	127.15	
	33-34	98.80	99.25	33.68	0.390	15	20.68	0.00	-0.45	28.35	27.90	127.15	127.15	
	34-35	99.25	99.40	23.61	0.161	15	20.68	0.00	-0.15	27.90	27.75	127.15	127.15	
11	33-32	98.80	99.50	47.09	0.320	15	20.68	0.00	-0.70	28.35	27.65	127.15	127.15	







IDENTIFICACION

35

127.10  
98.25  
27.90

34

**SUMINISTRO E INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES**

**A.- PIEZAS DE F. F.**

1.- Tee de f. f. con brida de 6"X3"	12	Pzas
2.- Tee de f. f. con brida de 3"X3"	8	Pzas
3.- Tee de f. f. con brida de 6"X6"	8	Pzas.
4.- Cruz de f. f. con brida de 6"X6"	1	Pza.
5.- Reducción de f. f. con brida de 6"	7	Pzas.
6.- Codo de 90° de f. f. con brida 3"	1	Pza.

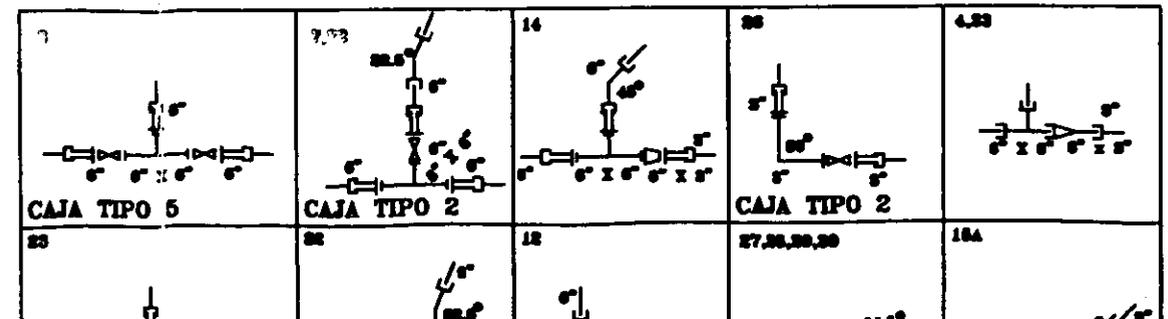
**B.- PIEZAS DE PVC**

1.- Tubo de PVC 8" ED 22.5	4484.40	ml
2.- Tubo de PVC 6" ED 22.5	1708.80	ml
3.- Tee de PVC de 6"X3"	2	Pzas.
4.- Tee de PVC de 6"X6"	2	Pzas.
5.- Tee de PVC de 3"X3"	2	Pzas.
6.- Codo de 90° de PVC 3"	1	Pza.
7.- Codo de 90° de PVC 6"	1	Pza.
8.- Codo de 45° de PVC 6"	3	Pzas.
9.- Codo de 45° PVC de 3"	17	Pzas.
10.- Codo de 22.5" de PVC 3"	3	Pzas.
11.- Codo de 22.5" de PVC 6"	8	Pzas.
12.- Reducción: campana de 6"X3"	2	Pzas.
13.- Extremidad de cañon de 6"	46	Pzas.
14.- Extremidad de cañon de 3"	30	Pzas.

**C.- PIEZAS ACCESORIAS**

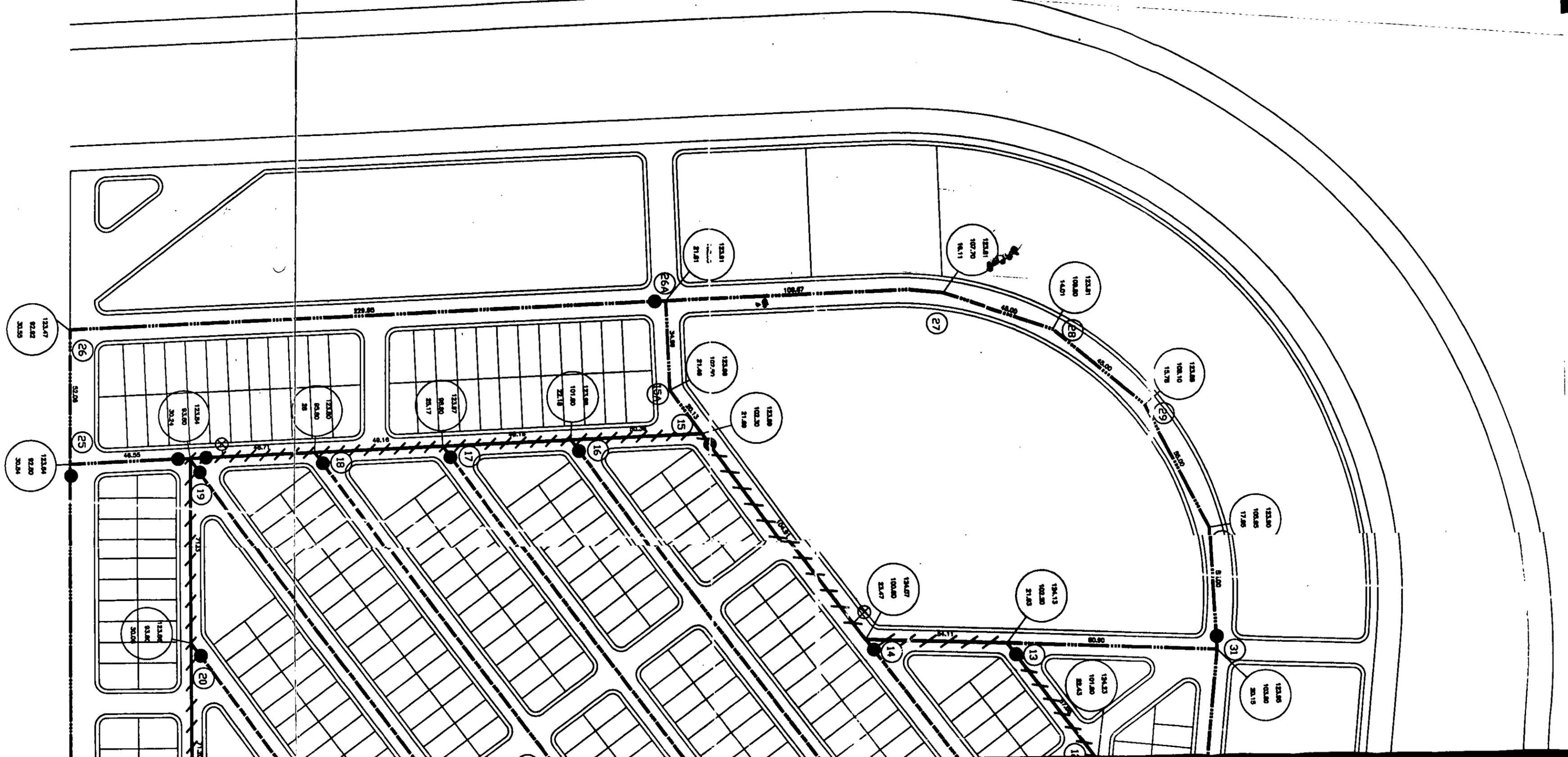
1.- Válvula de accionamiento de f. f. con brida de 6"	7	Pzas.
2.- Válvula de accionamiento de f. f. con brida de 3"	21	Pzas.

**D.- CAJAS DE OPERACION DE VALVULAS**



127.41  
98.25  
28.21

4





## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Existen varios tipos de tubería de PVC, como la estructurada DURAHOL, las utilizadas para los sistemas termo-fusionables, la serie métrica propuesta en éste proyecto, etc. Se deben de fijar correctamente los objetivos de funcionamiento de los sistemas de tubos para poder tener una selección adecuada del tipo de tubería a utilizar.

Por ejemplo los tubos estructurados DURAHOL aunque más ligeros y económicos que los de la serie métrica no son muy recomendables para redes de alcantarillado sanitario debido a que al hacer los cortes para la colocación de las silletas en las descargas domiciliarias, se tiene que hacer con mucho cuidado, por que debido a su geometría del tubo (ver fig.VI.1) al realizar pruebas de presión el aire puede escapar por los agujeros de el espesor del tubo y no dar la presión especificada, sin embargo puede funcionar como un colector de longitudes extensas.

#### TUBERIA DURAHOL

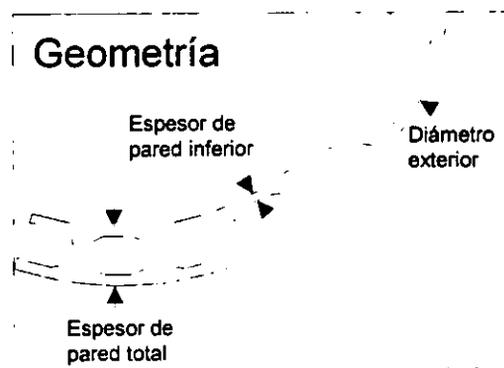


fig.VI.1

La solución técnica de agua potable nos dice que utilizando tubería hidráulica de RD-41 que soporta una presión de 7.1 kg/cm<sup>2</sup> es suficiente para nuestro sistema, sin embargo la Junta Municipal de Aguas y Saneamiento de la ciudad de Chihuahua establece utilizar la tubería hidráulica RD-32.5 que soporta una presión de 8.7 kg/cm<sup>2</sup>, que aunque sobrada de capacidad por las cargas de presión con las que trabajará nuestro sistema, de cualquier forma funcionará adecuadamente.

Igualmente la Junta Municipal de Aguas y Saneamiento recomienda la serie métrica 20 para alcantarillado sanitario, donde sus especificaciones nos indican que la tubería soportará los esfuerzos a los que se someterá.

Es muy importante, escoger y revisar adecuadamente los materiales que cumplan con sus especificaciones en lo requerido del análisis técnico. Esto es debido a que aunque el análisis técnico del proyecto sea correcto, malos materiales ó no adecuados lo alteran en forma negativa.

Por lo tanto es necesario conocer las especificaciones de los materiales, para poder utilizar los adecuados en las soluciones técnicas del proyecto.

#### VI.1 TUBERIA TERMO-FUSIONABLE.

Esta tubería y aditamentos de polietileno se unen por un simple procedimiento de fusión por calor. Existe herramienta para aplicación de silletas al aplicar tees para derivaciones, silletas de servicio y silletas de ramal.

Superficies limpias, temperatura precisa en las caras de los hierros de calentamiento y una muestra adecuada de cordón fundido, son los requisitos claves para una buena fusión.

La fusión se logra en cuatro pasos sencillos:

1.- Asegurar que las superficies de las herramientas de fusión de la tubería y de los aditamentos, estén libres de contaminantes antes de usarlos, y adecuadamente prepararlos para la fusión.

2.- Las superficies que se van a unir (de la tubería y del aditamento) son calentadas simultáneamente por la herramienta de fusión a una temperatura especificada por un tiempo especificado.

3.- Retirar la herramienta de fusión y después juntar las superficies fundidas.

4.- Mantener así hasta que solidifiquen. La fusión deja una fuerte unión integral.

La calidad del sistema de tubería depende del manejo apropiado de la tubería y los aditamentos.

Este sistema requiere mano de obra y herramienta especializada. Se debe valorar su uso en cuanto al objetivo de funcionamiento y económico.

Como recomendación adicional a este trabajo, es la de contar con la herramienta de la computación, ya que facilita de una manera representativa los cálculos tanto para la red de Alcantarillado Sanitario y la red de distribución de Agua Potable.

## BIBLIOGRAFÍA

REGLAMENTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES Y SUS INSTALACIONES  
HIDRÁULICAS Y SANITARIAS Y FRACCIONAMIENTOS.  
JUNTA MUNICIPAL DE AGUA Y SANEAMIENTO DE CHIHUAHUA.  
SEPTIEMBRE DE 1995.

DE ACEVEDO NETTO J. M. Y ACOSTA ALVAREZ GUILLERMO  
MANUAL DE HIDRÁULICA  
EDITORIAL EDGARD BLUCHER LTDA.  
MARZO DE 1983

SOTELO ÁVILA GILBERTO  
HIDRÁULICA GENERAL VOLUMEN 1 FUNDAMENTOS  
EDITORIAL: LIMUSA, S.A.  
ENERO DE 1977

GUZMAN ANASTASIO ING.  
HIDRÁULICA DEL ALCANTARILLADO  
INGENIERÍA HIDRÁULICA DE MÉXICO

NORMAS DEL PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES  
URBANAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA.  
UNIDAD DE DIFUSIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA.  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE INGENIERÍA.

MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE  
DE LOCALIDADES URBANAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA.  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE INGENIERÍA.  
OCTUBRE DE 1979

POLY PIPE INDUSTRIES, INC. TUBERÍA TERMO-FUSIONABLE