



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

265
7

DISEÑO HIDRAULICO DE UN FRACCIONAMIENTO

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

MIGUEL AIZA MIJAS

México, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

INDICE

I	INTRODUCCION.	1
	I. 1. <u>Antecedentes.</u>	1
	I. 2. <u>Objetivo.</u>	2
	I. 3. <u>Motivo del trabajo.</u>	3
	I. 4. <u>Desarrollo de la tesis.</u>	3
II	ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.	6
	II. 1. <u>Estudios previos.</u>	6
	II. 1. 1. Métodos para la predicción de la población - proyecto.	7
	II. 1. 2. Determinación de la dotación de proyecto.	15
	II. 1. 3. Datos básicos.	16
	II. 1. 4. Gasto de riego en jardines.	18
	II. 2. <u>Fuente de alimentación.</u>	18
	II. 2. 1. Subterráneas	21
	II. 2. 2. Superficiales.	23
	II. 3. <u>Conducción.</u>	24
	II. 3. 1. Conducción por gravedad.	25
	II. 3. 2. Conducción por bombeo.	27

II. 4.	<u>Regularización.</u>	28
II. 5.	<u>Distribución.</u>	35
II. 5. 1.	Diseño hidráulico y geométrico.	36
III.	DRENAJE SANITARIO.	46
III. 1.	<u>Cálculo de caudales.</u>	47
III. 2.	<u>Diseño geométrico.</u>	50
IV.	DRENAJE PLUVIAL.	54
IV. 1.	<u>Análisis hidrológico.</u>	54
IV. 2.	<u>Cálculo de gastos.</u>	57
IV. 2. 1.	Método racional.	58
IV. 2. 2.	Método del Road Reseach Laboratory.	65
IV. 3.	<u>Diseño geométrico.</u>	73
V.	VIALIDADES.	76
V. 1.	<u>Datos de proyecto.</u>	76
V. 2.	<u>Estudio de rasantes.</u>	78
V. 3.	<u>Diseño del pavimento.</u>	80

VI.	APLICACION.	85
VI. 1.	<u>Agua potable.</u>	87
VI. 2.	<u>Drenaje sanitario.</u>	108
VI. 3.	<u>Drenaje pluvial.</u>	111
VI. 4.	<u>Vialidades.</u>	135
VI. 5.	<u>Infraestructura no proyectada.</u>	138
VI. 6.	<u>Antepresupuestos.</u>	138
VII.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	158

INDICE DE PLANOS

AP-JM-001	PROYECTO AGUA POTABLE.
DS-JM-001	PROYECTO DRENAJE SANITARIO.
DP-JM-001	PROYECTO DRENAJE PLUVIAL.
VI.-JM-001	PROYECTO VIALIDADES.

I. INTRODUCCION.

I. 1.- Antecedentes.

La falta de planeación, en lo que se refiere al diseño hidráulico, en diferentes fraccionamientos construidos con anterioridad, ha provocado muchos problemas para los habitantes de dichos lugares, para no incurrir en errores es necesario conocer diversos factores importantes para el diseño, tales como:

- a) La posición política del lugar.
- b) La ubicación del mismo.
- c) Las características de la región u otras poblaciones o sitios importantes.
- d) Las vías de comunicación existentes, tales como: carreteras, ferrocarriles, rutas aéreas, marítimas si es el caso, servicios de correo, telégrafo, teléfono, etc. y las tarifas del pasaje.
- e) Historia del lugar, que implica conocer sucesos que han influido en su evolución ya sean físicos, políticos o económicos, en éstos últimos inmigración, industria, turismo, etc.

Para diseñar en fraccionamiento influyen diferentes aspectos de la localidad como son tipos de edificación, número de pisos, materiales y estilo, localización de edificios públicos, iglesias, jardines, etc.

Otro aspecto importante que se debe tomar en cuenta es la localización y características de los servicios públicos existentes, tales como el abastecimiento del agua potable, para lo que se debe conocer; la población servida y la forma de abastecimiento, la cantidad y calidad del agua, deficiencias principales y la capacidad del sistema en sus diferentes partes. Por lo que se refiere al suministro de energía, se debe saber la potencia, ya sea con plantas hidroeléctricas, termoeeléctricas o particulares; la localización de líneas de transmisión para poder utilizarlas y la factibilidad de incrementarlas.

A Salubridad y Asistencia corresponden hospitales, clínicas y asilos, además se deben hacer estudios sobre enfermedades de la zona y los diferentes factores que influyen en la insalubridad. Los demás servicios públicos existentes son: escuelas, bibliotecas, limpia, mercados, rastro, etc.

Un factor esencial y no mencionado con anterioridad es el del número de habitantes, que se determina en base a censos oficiales; se deben hacer estudios sobre si la población es permanente o flotante, y su tendencia de crecimiento hacia determinado rumbo.

I. 2.- Objetivo.

El objetivo fundamental de esta tesis, es el de llevar a cabo el diseño hidráulico de un fraccionamiento y el que

pueda servir como consulta para diseñar hidráulicamente cualquier fraccionamiento en una forma general.

I. 3.- Motivo del trabajo.

Uno de los motivos principales del trabajo, es debido a la poca información que se tiene en conjunto, y a que los trabajos que se han hecho, no presentan una visión en la que se relacionen, de una manera planeada lo que representa hacer el diseño hidráulico de un fraccionamiento.

Por otra parte, se ha dado poca importancia al diseño hidráulico en los fraccionamientos, siendo que debería representar una de las etapas más importantes en la elaboración de cualquier proyecto de asentamientos humanos, ya que una planeación correcta en el aspecto hidráulico puede representar beneficios tanto para los habitantes como para el proyecto.

Los estudios correctos y su ejecución dan como resultado el evitar problemas posteriores, así como reducir los gastos de mantenimiento. Es muy frecuente ver que se tienen problemas importantes en los sistemas hidráulicos porque a su tiempo no se les dió la importancia debida, es por lo que resulta interesante y además necesario el realizar un estudio conciente como el que se describe en éste trabajo.

I. 4.- Desarrollo de la tesis.

Para cumplir con el objetivo señalado anteriormente,

éste trabajo se ha dividido en siete capítulos cuyo contenido se indica en forma breve a continuación:

II. Abastecimiento de agua potable.

A partir de estudios previos se presentan las bases para diseñar la fuente de alimentación, la línea de conducción, así como la red que abastecerá de agua potable al fraccionamiento.

III. Drenaje sanitario.

Adoptando que el drenaje sanitario es un reflejo del abastecimiento de agua potable y conociendo los datos de proyecto de éste, se presentan los lineamientos para el cálculo de los gastos de aguas negras y del diseño de la red de drenaje.

IV. Drenaje pluvial.

A partir de un análisis hidrológico, se indica la secuela a seguir para determinar los gastos pluviales, por medio de los métodos, racional y del Road Reseach Laboratory. Finalmente se presenta la forma de cálculo del sistema de drenaje pluvial del fraccionamiento.

V. Vialidades.

En éste capítulo se presentan los lineamientos del estudio de rasantes necesario y las bases para el diseño del pavimento.

VI. Aplicación.

En éste capítulo es llevado a la práctica, todos los proyectos anteriores en un fraccionamiento localizado en Jurica, Edo. de Querétaro. En base a ésta aplicación se hace una evaluación del proyecto previo cálculo de las cantidades de obra y antepresupuestos.

VII. Conclusiones y recomendaciones.

Con los resultados de la aplicación se obtienen conclusiones y a su vez se hacen las recomendaciones que sean pertinentes.

II. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

El abastecimiento de agua potable tiene como objetivos: el proporcionar agua inocua y sana a los usuarios, dotar de agua en cantidad suficiente y hacer que el agua sea fácilmente accesible para la población, con la finalidad de fomentar la higiene personal y doméstica. A su vez cumplirá con los requisitos de calidad adecuada.

II. 1.- Estudios previos.

Para complementar los datos y realizar un estudio previo de factibilidad de ejecución de la obra, se realiza una visita al lugar, recabando la información necesaria escrita, verbal y objetiva, así como entrevistando a las autoridades, representantes de organizaciones formales o informales y a la población en general.

Los elementos básicos necesarios para la elaboración de un proyecto de esta naturaleza son:

Período económico.- Tiempo en el cual se estima que las obras por construirse serán eficientes y durante el que se amortizará el capital invertido.

Período de diseño.- Tiempo para el cual se considera funcionará con eficiencia el proyecto, para lo que se re---

quiere considerar: la vida útil de estructuras y equipo, la posibilidad de ampliación en obras, el crecimiento previsto de la población considerando los ajustes por desarrollo comercial e industrial y las tasas de interés por cubrir la deuda.

Para estimar los elementos básicos se requiere hacer estudios sobre:

- a) Predicción de población proyecto.
- b) Consumos actuales y futuros.
- c) Cuota asignada por habitante y por día a los -- usuarios.

II. 1. 1.- Métodos para la predicción de la población proyecto.

1) Método aritmético.- Este método consiste en suponer un crecimiento constante de habitantes para cada período de tiempo futuro. El crecimiento aritmético funciona como el crecimiento por interés simple, y está representado por una - recta cuya ecuación es:

$$Y = k x + b \quad \text{-----} \quad (2.1)$$

donde:

k = pendiente.

b = ordenada al origen.

Sustituyendo valores de censos y fechas en la ecuación 2.1 se llega a la ecuación representativa.

$$Y_m = Y_2 + \frac{Y_2 - Y_1}{t_2 - t_1} (t_m - t_2) \text{ ---- (2.2)}$$

donde:

Y_m = población futura al año deseado.

Y_1 = población del último censo.

Y_2 = población del penúltimo censo.

t_1 = fecha del último censo.

t_2 = fecha del penúltimo censo.

t_m = fecha del año deseado.

2) Método geométrico. Se propone que la población crezca a semejanza de un capital puesto a interés compuesto, - con el inconveniente que se llegan a obtener valores generalmente altos, los cuales se ajustarían a poblaciones nuevas con una probabilidad de progreso.

Utilizando la ecuación del interés compuesto, se llegó a la ecuación que representa a este método, la cual se expresa de la manera siguiente:

$$\text{Log } Y_m = \text{Log } Y_2 + \frac{\text{Log } Y_2 - \text{Log } Y_1}{t_2 - t_1} (t_m - t_2) \text{ ---- (2.3)}$$

Siendo el significado de las variables el mismo indicado en el método aritmético.

Las estimaciones geométricas por tanto, usan los logaritmos de las poblaciones en igual forma que las poblaciones mismas son empleadas en las estimaciones aritméticas.

3) Métodos de correlación. Estos métodos, utilizan procesos matemáticos de ajustes por mínimos cuadrados, los cuales permiten obtener las curvas de mejor ajuste.

a) Forma lineal.- Su ecuación representativa es la de una recta, $Y = a + bx$, en la que queda una relación funcional lineal entre una variable dependiente "Y" y la variable independiente "x", las cuales representan a la población y al año de censo respectivamente.

Para calcular los valores de "a" y "b", por mínimos cuadrados, se llega a las ecuaciones siguientes:

$$b = \frac{\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}} \quad \text{-----} \quad (2.4)$$

$$a = \bar{y} - b\bar{x} \quad \text{-----} \quad (2.5)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum y}{n} \quad \text{-----} \quad (2.6)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad \text{-----} \quad (2.7)$$

El coeficiente de correlación queda de la siguiente manera:

$$r = \frac{\sum x y - \frac{\sum x \sum y}{n}}{\left[\left(\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n} \right) \left(\sum y^2 - \frac{(\sum y)^2}{n} \right) \right]^{1/2}} \quad \text{--(2.8)}$$

donde:

n = número de eventos

\bar{y} = media de la variable y.

\bar{x} = media de la variable x.

b) Forma exponencial.- Está definida por la expresión $y = a e^{bx}$ ($a > 0$) y genera una relación funcional no lineal entre las variables "x" y "y" de igual significado que el señalado en el inciso anterior; la ecuación que se utiliza es la siguiente.

$$\ln y = \ln a + b x \quad \text{-----} \quad (2.9)$$

Para obtener los valores de "a", "b" y del coeficiente de correlación "r", se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$b = \frac{\sum x_i \ln Y_i - \frac{1}{n} \sum (x_i) (\sum \ln Y_i)}{\sum x_i^2 - \frac{1}{n} (\sum x_i)^2} \quad \text{---(2.10)}$$

$$a = e^{\left[\frac{\sum \ln Y_i}{n} - b \cdot \frac{\sum x_i}{n} \right]} \quad \text{----- (2.11)}$$

$$r = \frac{(\sum x_i \ln Y_i - \frac{1}{n} \sum x_i \sum \ln Y_i)}{\left[\left(\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n} \right) \left(\sum \ln Y_i^2 - \frac{(\sum \ln Y_i)^2}{n} \right) \right]^{1/2}} \quad \text{-----(2.12)}$$

c) Forma logarítmica.- Está representada por la ecuación $y = a + b \ln x$, y genera una relación funcional no lineal entre las variables "x" y "Y", de igual significado que el indicado en los incisos anteriores. Para el cálculo de a, b y r, se emplean las siguientes ecuaciones:

$$b = \frac{\sum y_i \ln x_i - \frac{1}{n} \sum \ln x_i \sum y_i}{\sum (\ln x_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum \ln x_i)^2} \quad \text{---(2.13)}$$

$$a = \frac{1}{n} (\sum y_i - b \sum \ln x_i) \quad \text{-----} \quad (2.14)$$

$$r = \frac{(\sum y_i \ln x_i - \frac{1}{n} \sum \ln x_i \sum y_i)}{\left[\left(\sum (\ln x_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum \ln x_i)^2 \right) \left(\sum y_i^2 - \frac{1}{n} (\sum y_i)^2 \right) \right]^{1/2}} \quad \text{---} \quad (2.15)$$

d) Forma Potencial.- La fórmula representativa de esta forma es $y = a x^b$ ($a > 0$), la relación funcional entre las variables genera parábolas, cuyo grado dependerá del valor de b , el significado de las variables "x" y "y", sigue siendo el mismo. La ecuación a utilizar es la siguiente:

$$\ln y = \ln a + b \ln x \quad \text{-----} \quad (2.15)$$

Utilizándose las siguientes ecuaciones para el cálculo de a , b y r .

$$b = \frac{\sum (\ln x_i) (\ln y_i) - \frac{1}{n} (\sum \ln x_i) (\sum \ln y_i)}{\sum (\ln x_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum \ln x_i)^2} \quad \text{-----(2.17)}$$

$$a = e^{\left[\frac{\sum \ln y_i}{n} - b \frac{\sum \ln x_i}{n} \right]} \quad \text{-----} \quad (2.18)$$

$$r = \frac{\left[\sum (\ln x_i) (\ln y_i) - \frac{1}{n} (\sum \ln x_i) (\sum \ln y_i) \right]^2}{\left[\left(\sum (\ln x_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum \ln x_i)^2 \right) \left(\sum (\ln y_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum \ln y_i)^2 \right) \right]^{1/2}} \quad \text{-----} \quad (2.19)$$

4) Método de Greeley Stanley. La distribución de agua y la colección de aguas residuales dentro de un área requieren, además, de estimaciones sobre la densidad de población, naturaleza de los ocupantes y uso de las áreas o distritos componentes.

La densidad de población se expresa generalmente como el número de personas por acre (habitantes por Km²).

En la tabla siguiente se muestra una clasificación de las áreas y las densidades de población esperadas.

DENSIDADES COMUNES DE POBLACION.

1.- Areas residenciales	Personas por acre	Personas por Km ² .
a) Habitaciones por una sola familia, Lotes grandes	5 - 15	1,235 - 3,707
b) Habitaciones para una sola familia. Lotes pequeños	5 - 35	3,707 - 8,643
c) Habitaciones para familias múltiples. Lotes pequeños	35 -100	8,643 -24,710
d) Casas de apartamentos y condominios.	100 -1,000 6 más	24,710 -247,100 6 más
2.- Areas mercantiles y comerciales	15 - 30	3,707 - 7,407
3.- Areas industriales	5 - 15	1,235 - 3,707
4.- Total, excluyendo parques, campos deportivos y cementerios	10 -150	2,471 -12,355

Los valores adecuados se derivan de estudios sobre la subdivisión presente y futura de manzanas típicas. Por ejemplo de lotes pequeños de 50 ft x 150 ft (15.2 m. x 45.6 m.), con frente a una calle de 60 ft (18.3 m.) en una manzana con longitud de 600 ft (183 m.) y 300 ft (91.5 m.) de anchura hay 24 por manzana y $\frac{43\ 560}{660 \times 360 / 24} = 4.4$ personas por acre (1,008 por Km²).

Para casas de una sola familia, la densidad de población es entonces de $4.4 \times 5 = 22$ personas por acre (5,420 por Km²), suponiendo 5 personas por unidad habitación.

Puede identificarse la distribución de la población dentro de las comunidades mediante el exámen de reportes censales de zona para las ciudades mayores y reportes de distrito - para las menores. Deben preverse los cambios ocupacionales y de uso, así como las variaciones en la densidad o saturación de población. Algunos reglamentos de zona determinan la naturaleza ocupacional y el promedio de edificios que se permite erigir. Son instrumentos útiles en la estimación de valores de diseño razonables. Desafortunadamente, los reglamentos se encuentran sujetos a revocación, modificación y reinterpretación.

Cuanto menores sean el distrito y su densidad de población, mayor será la desviación posible de los valores promedio.

Esto está ejemplificado en la siguiente ecuación:

$$\frac{D_{max}}{D} = (2.90 - \text{Log } P e^{-2.57 \times 10^{-2} D}) e^{-2.57 \times 10^{-2} D}$$

----- (2.20)

D_{max} es el número máximo probable de personas por acre que al multiplicarse por 247.1, da el número de habitantes por Km^2 en un distrito conteniendo el por ciento de la población (P) y el número promedio de personas por acre (D).
Por 247.1 = número promedio de habitantes por Km^2 .

II. 1. 2.- Determinación de la dotación de proyecto.

La dotación es la cantidad de agua que requiere cada habitante para cubrir sus necesidades tanto directas como indirectas. Dentro de las necesidades directas se tiene la bebida, cocina, aseo personal y de ropa, aseo de casa; en las necesidades indirectas se encuentran las partes proporcionales que a cada habitante corresponde por los consumos de agua potable, hechos en servicios municipales entre los que se encuentran: el riego de calles y jardines, las escuelas públicas y privadas, los usos en edificios públicos, hospitales, sanitarios, hoteles, comercios e industrias.

Entre los factores que influyen principalmente en el cambio de las dotaciones se tiene: el clima, la población, -

(que en base al número de habitantes es la demanda), la actividad principal (agrícola, comercial o industrial) y el nivel de vida, que se divide en: nivel de vida bajo que son fraccionamientos en donde las ventajas de W. C., baño o cualquier otro elemento de elevado costo no es de esperarse que se establezca así sea de mediana calidad. La introducción de agua representará su uso en bebida y cocina y un pequeño porcentaje tendrá en su casa instalaciones sanitarias mas o menos completas. Nivel de vida medio, fraccionamientos en donde puede esperarse que al cabo de unos años sean bastantes las casas en donde se tengan baños y W. C. En fraccionamientos de nivel de vida alto se espera se establezcan servicios sanitarios completos. Por lo que representará una mayor demanda de agua.

II. 1. 3.- Datos básicos.

El abastecimiento de agua debe satisfacer todas las demandas de la población correspondiendo la dotación al consumo medio anual por persona y por día, es decir, que este valor es el promedio del consumo diario de la comunidad a lo largo de uno o varios períodos de años, teniendo en consecuencia vías de mayor demanda y vías de menor consumo.

Los coeficientes de variación diaria y horario se fijarán en función de un estudio específico realizado en la localidad. Cuando no sea posible obtener estos datos, se recurrirá a información en localidades de características similares.

Los valores más frecuentemente usados son de 1.2 y - 1.5, respectivamente. Sin embargo, el ámbito de variación puede ser el siguiente:

Coefficiente de variación diaria	1.2 a 1.5
Coefficiente de variación horaria	1.5 a 2.0

Con el consumo medio anual afectado del coeficiente de variación diaria se obtiene el "gasto máximo diario" siendo éste el día del gasto máximo.

"El gasto máximo horario" es el caudal máximo en una hora en el día del gasto máximo y se obtiene como el producto del gasto máximo diario y el coeficiente de variación horaria.

Las relaciones anteriores se pueden expresar de la siguiente manera:

$$Q_m = \frac{D \times P_p}{86400} \quad \text{-----} \quad (2.21)$$

$$Q_{md} = Q_m \times C.V.D. \quad \text{-----} \quad (2.22)$$

$$Q_{mh} = Q_m \times C.V.H. \quad \text{-----} \quad (2.23)$$

donde:

Q_m = gasto medio anual, en L p s.

D = dotación en lt/hab/día.

P_p = población proyecto, en habitantes.

Q_{md} = gasto máximo diario, en L p s.

C.V.D. = coeficiente de variación diaria.

Q_{mh} = gasto máximo horario en L p s.

C.V.H. = coeficiente de variación horaria.

Aproximadamente del 100% de la dotación, ésta se distribuye de la siguiente manera: los consumos domésticos 35%, consumos industriales 30%, comerciales públicos o municipales 10% y pérdidas o desperdicios el 25%.

II. 1. 4.- Gasto de riego en jardines.

Para determinar el gasto de riego en jardines, como primer paso se valúa el uso consuntivo del pasto. Conocido el uso consuntivo, se procede a determinar la lluvia efectiva, para lo que se puede aplicar el método de Prescott, por último se hace el cálculo de la lámina de riego y del gasto unitario de riego. Para el cálculo de la lámina neta de riego se toma en cuenta el uso consuntivo mensual, restando la lluvia efectiva en los meses que se tome en cuenta. A continuación se toma en cuenta el mes crítico, éste es el de mayor lámina neta de riego, del que se obtiene el gasto unitario de riego.

II. 2.- Fuente de alimentación.

Las aguas naturales son aquellas que se localizan en la tierra y que el hombre dispone para su vida y actividades,-

se encuentran en estado líquido como en ríos, lagos, lagunas y mares; en estado sólido como en volcanes y en estado gaseoso en la atmósfera en forma de vapor de agua y se clasifican en -
meteóricas, superficiales y subterráneas.

Aguas meteóricas.- Son aquellas procedentes directamente de la atmósfera en forma de lluvia. Estas aguas se captan antes de que lleguen a la superficie terrestre por medio - de áreas expuestas a la precipitación pluvial para luego almacenarlas en cisternas.

Aguas superficiales.- Son aquellas que se encuentran en el seno de ríos, lagos, lagunas, o las de una cuenca - de embalse, presas, etc. Las aguas de los ríos en su recorrido se van transformando de diversas maneras ya que recogen materias de los diferentes suelos por los cuales pasa, que hace - efectiva la modificación además de recibir en su seno materias variadas como desechos de poblaciones, industrias, etc. Generalmente estas aguas se encuentran contaminadas.

Aguas subterráneas.- Son aguas que se filtran en el terreno pudiendo aflorar en forma de manantiales. Se pueden - captar por medio de galerías entrantes, pozos poco profundos y pozos profundos.

El agua debe cumplir con ciertas normas físicas, químicas y bacteriológicas para poder ser utilizada.

A continuación se presentan algunas de las propiedades más importantes que debe de cumplir el agua:

Físicas;

Turbiedad máxima: 10 (escala de sílice).

P.H. de 6.0 a 8.0.

Inodora.

Sabor agradable.

Color máximo: 20 (escala platino cobalto).

Químicas;

Sólidos totales de preferencia hasta 500 mg/Lt.

Cloro libre en aguas cloradas no menos de 0.2 mg/Lt.
ni más de 1 mg/Lt.

Cloro libre en aguas sobrecloradas no menos de 0.2
mg/Lt. ni más de 1 mg/Lt.

Bacteriológicas;

Se considerará que un agua estará libre de gérmenes patológicos cuando la investigación bacteriológica dé como resultado final:

a) Menos de 20 organismos de los grupos: coli y coliforme por litro de muestra.

b) Menos de 200 colonias bacterianas por cm^3 de muestra.

c) Ausencia de colonias bacterianas lincuentes de - la gelatina (fomógenas o fétidas) en la siembra de 1 cm³ de - muestra.

La fuente o fuentes de abastecimiento deberán proporcionar en conjunto el gasto máximo diario.

Las obras de captación de éstas fuentes son estructuras que permitan el acceso al agua. Cuando se tengan como alternativas más de una fuente de abastecimiento se escogerá la que presente mayores ventajas tales como:

- a) Caudal suficiente (presente y futuro para satisfacer las demandas).
- b) Caudal en estiaje (mayor del requerido).
- c) Obra de captación más económica.
- d) Calidad del agua (la que requiere el menor proceso en su potabilización).
- e) Economía para la línea de conducción.
- f) El menor costo de operación.
- g) La más fácil y segura protección sanitaria.

II. 2. 1.- Subterráneas.

La captación de estas aguas puede ser por pozos poco profundos y profundos así como por galerías filtrantes.

a) Pozos poco profundos.- Se construirán cuando se crea conveniente explotar el agua freática. El diámetro mínimo del pozo, cuando sea circular, será de 1.5 metros y deberá permitir que su construcción sea fácil. Cuando la sección sea rectangular, la dimensión mínima será de 1.5 metros para pozos con ademe de concreto, los anillos que queden situados en el estrato permeable llevarán perforaciones dimensionadas de acuerdo a un previo estudio granulométrico.

b) Pozos profundos.- El sitio o sitios elegidos para la perforación estarán basados en un estudio geohidrológico que en ciertos casos se complementan con un estudio geofísico.

El proyecto de entubación estará de acuerdo con el corte geológico del pozo ya perforado y del registro electrónico que se hará posterior a la perforación. El diámetro del ademe estará en función del diámetro de los tazones del equipo de bombeo que garanticen el gasto de explotación.

c) Galerías filtrantes.- Se debe contar con un corte geológico del terreno, obtenido de varios sondeos hechos en el lugar que se elija para la construcción de la galería, de acuerdo con el estudio geohidrológico. La tubería se colocará sin juntar en el fondo de la zanja. El diámetro dependerá de las características del escurrimiento del agua y del gasto que se quiera explotar. La zona filtrante estará constituida por

material pétreo lavado, con una granulometría adecuada en relación con la granulometría del terreno natural del acuífero. La última capa estará formada por material producto de la excavación.

d) Manantiales.- Se debe tomar en cuenta la protección de los afloramientos contra contaminaciones y también para evitar que se obturen; ésto se logra con la construcción de una caja, donde quedan aislados los afloramientos, procurando que éstos descarguen libremente.

II. 2. 2.- Superficiales.

En ríos la obra se debe localizar en un tramo de la corriente que se encuentre a salvo de la erosión como del azolve, además se debe hacer aguas arriba de cualquier descarga de aguas residuales, para aislarla lo más posible de las fuentes de contaminación. La clave de la tubería se situará a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente, la velocidad del agua a través de la rejilla deberá ser de 0.10 a 0.15 m/s para evitar hasta donde sea posible, el arrastre de materiales flotantes. El límite máximo de velocidad permisible estará fijado por las características del agua y el material del conducto, ya que la estructura inmediata a la transición se proyectará para que la velocidad en esta parte de la obra de toma sea de 0.60 m/s ó mayor, a fin de evitar azolves.

La obra de toma en presas de almacenamiento se hará de tal manera que se tengan varias entradas colocadas a diferentes niveles con el fin de captar el agua que está más próxima a la superficie.

Cada toma debe contar con una rejilla y con una válvula de seccionamiento para la operación de la toma más adecuada. La velocidad del agua en la entrada de la toma, por ningún motivo deberá ser mayor de 0.6 m/s.

II. 3.- Conducción.

Se define como la obra que permite llevar el agua -- desde la captación hasta la regularización. Esta conducción se hace de acuerdo a los siguientes requisitos:

a) Sanitarios.- Conservar la misma calidad de agua desde la captación hasta la regularización.

b) Hidráulicos.- Entregar al final la misma cantidad que desde el principio lleva, todo esto en la forma más económica.

Dependiendo de la topografía y de las cotas en que se encuentren la captación y el tanque de regularización, la línea de conducción puede ser: por gravedad, por bombeo o una combinación de ambas y cuyo diseño geométrico se realiza utilizando el gasto máximo diario (Q_{md}).

II. 3. 1.- Conducción por gravedad.

Cuando el agua por su calidad requiere ser potabilizada, se puede hacer la conducción por canales a cielo abierto que deberán localizarse siguiendo las curvas de nivel que permitan una pendiente apropiada, a fin de que el agua no produzca erosiones ni azolves.

Si el canal se construye sin revestimiento debe aumentarse la capacidad de conducción debido a la pérdida por filtración. Este tipo de conducción tiene el inconveniente de que alguien se abastezca de él, disminuyendo el caudal, por lo que generalmente se usan tuberías que de acuerdo con el gasto, presión interna y externa, así como al tipo de junta, puede ser de: concreto reforzado, asbesto-cemento, fierro fundido, acero y plástico. En cualquier caso la velocidad mínima de escurrimiento será de 0.5 m/s para evitar asentamiento de partículas que arrastre el agua. La velocidad máxima permisible para evitar la erosión dependerá del tipo de material.

El cálculo hidráulico de la tubería trabajando como canal, se hará empleando la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{-----} \quad (2.24)$$

donde:

v = velocidad del agua en m/s.

R_h = radio hidráulico en m.

S = pendiente.

n = coeficiente de rugosidad de Manning,
(depende del material).

Cuando la tubería trabaja a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las fuerzas de fricción únicamente, ya que en éste tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas. Se emplea la fórmula de Manning escrita de la siguiente manera:

$$h_f = K L Q^2 \quad \text{-----} \quad (2.25)$$

donde:

h_f = pérdidas por fricción en m.

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

L = longitud de la conducción en m.

Q = gasto en m^3/s .

n = coeficiente de rugosidad.

D = diámetro del tubo en m.

En el perfil de la conducción, se hará el trazo de la línea piezométrica que corresponda a los diámetros que satisfagan la condición de que la carga disponible sea igual a la carga por fricción. Cuando la topografía es accidentada, se localizarán válvulas de aire en los sitios más elevados del perfil; cuando la topografía es más ó menos plana se localizarán en puntos situados cada 2.5 Km. como máximo.

El diámetro de las válvulas de aire se determinará en función del gasto de conducción y la presión de trabajo a que estén sujetas, empleando las gráficas o nomogramas que para tal fin tienen los fabricantes. Se recomienda que cuando se utilicen tuberías de acero o de asbesto-cemento, se empleen válvulas de doble acción, es decir, de admisión y expulsión para evitar el colapso de la tubería en el primer caso u otros fenómenos indeseables en el segundo.

Asimismo, en puntos bajos de la línea se proyectarán desagües, justificados desde el punto de vista de costos y de operación. En caso necesario se utilizarán cajas rompedoras de presión.

II. 3. 2.- Conducción por bombeo.

Cuando sea necesario adicionar energía al agua para que llegue al punto fijado se utiliza una estación de bombeo.

En este caso se utilizan tuberías que puedan resistir las presiones debidas al bombeo.

El cálculo hidráulico se basa en la fórmula de Manning, la cual se ha expresado anteriormente.

En toda la línea de conducción por bombeo se hará el estudio del diámetro más económico, determinando el costo total de operación anual para varias alternativas de diámetros, cuyo valor mínimo fije el diámetro más económico. Los cálculos se hacen como se indica en la tabla II. 1, en donde se toma en cuenta la sobrepresión producida por el golpe de ariete. Con objeto de asegurar un servicio continuo se deberá tener un mínimo de dos equipos de bombeo en operación.

II. 4.- Regularización.

Los depósitos de regularización son tanques abiertos o cerrados del tipo de corte y relleno, columnas reguladoras o tanques elevados. La selección depende del tamaño y particularmente de la elevación con relación a las elevaciones disponibles sobre el área servida. Con recipientes abiertos se presentan problemas por la caída de hollín y polvo, crecimiento de algas y por las gaviotas en sitios costeros. Hoy en día se prefieren los depósitos cubiertos.

TABLA II. 1 CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION

SECRETARIA DE ASUNTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE
 AGUA POTABLE Y CAJONERIA ILLUMINACION
 SUBDIRECCION DE PROTECTOR

HORA:

CALCULO:

FECHA:

REVISO:

FECHA:

Difusivo Man		Area en m ²	Costo en \$/m ³	Velocidad en m/seg	Long. Línea en m	(m ³)	Costo, tubería, manjeteo	Constante de Manning	Perdida total h _f = L V ⁵ / C ^{4.75} en m.	% h _f sobre h _t	h _f sobre h _t %	h _f sobre h _t %	h _f sobre h _t %	h _f sobre h _t %	h _f sobre h _t %
m	Pie	(ft)	(m)	(m/seg)	(m)	(m ³)	(m)	(m)							
GOLPE DE ARIETE															
Presión de ruptura de tubería kg/cm ²	Vel. Man. (m/seg)	Impulso por onda en m/seg	h _o en m/seg.	143V	L _o	L _o	L _o / L _o	L _o / L _o	√(L _o / L _o)	Distorsión m. (h _o / L _o)	Distorsión atenuada por fricción RR = 80%	Distorsión atenuada por tubería 80% h	Corrección de operación (en m.)	Presión total 80% h + en m. (en m.) de operación	
V = Velocidad inicial del agua (m/seg.) - L _o = Distancia de atenuación del agua (80% h _o L _o) ² - L _o = Distancia de amortiguación de las paredes del tubo (para tubería de acero = 328 000, para concreto = 1 000 000 kg/cm ²)															
CONCEPTO		Difusivo = m. () Clase				Difusivo = m. () Clase				Difusivo = m. () Clase					
		Cantidad	Unid.	P. U.	Importe	Cantidad	Unid.	P. U.	Importe	Cantidad	Unid.	P. U.	Importe		
Excav. Mat. clase A			m ³				m ³				m ³				
Excav. Mat. clase B			m ³				m ³				m ³				
Excav. Mat. clase C			m ³				m ³				m ³				
Plantilla apisonada			m ²				m ²				m ²				
Incl. juntas y prueba tubería			m.				m.				m.				
Rebato compactado			m ³				m ³				m ³				
Refraso a volteo			m ³				m ³				m ³				
Alraques de concreto 15x90			m ³				m ³				m ³				
Costo de tubería			m.				m.				m.				
Costo total de conducción (5)															
RESUMEN															
Presión de ruptura de tubería kg/cm ²	Difusivo - econom.		N.R.	S.W. h.	Costo por boca	Costo total de tubería	Costo total de conducción	Corrección de amortización (autonomía)	Costo total de bombeo para operación de 80% h						
	m.	Pieles.	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)						
Base de S.W. h = 0.40 (1) = 0.7657 (2) = 0.40 (3) = 0.9780 (4) = 0.0000 (5) = 0.00 (6) = 0.00															

NOTA: - El difusivo más económico está dado por el menor costo determinado en la columna (7) Revisión: C. R. Rojas Torres Sep. 1978 V.C. 1921

Para conocer el tipo de variación horaria que corresponde al fraccionamiento se requiere conocer el número de habitantes, tipo de población y su clima. A continuación se presentan en las tablas II. 2, II.3, II. 4 y II. 5, formas para determinar la capacidad del tanque a 8, 12, 16 y 20 horas de bombeo respectivamente.

Cuando no se conoce la ley de demandas, la capacidad del tanque se puede calcular de la siguiente manera.

Tiempo de bombeo	Suministro al tanque	Gasto de bombeo	Capacidad del tanque (m ³)
0 a 24	24	Q.M.D.	C = 14.58 x QMD
4 a 24	20	Q.M.D. $\frac{24}{20}$	C = 7.2 x QMD
6 a 24	16	Q.M.D. $\frac{24}{16}$	C = 15.30 x QMD

Tanques superficiales.- Se situarán en una elevación natural que se tenga en la proximidad de la zona urbana, de manera que la diferencia de nivel del piso del tanque con respecto a los puntos más bajo y alto por abastecer sea de 50 y 10 metros respectivamente.

Tanques elevados.- Cuando no se tiene una elevación natural adecuada se justifica la construcción de este tipo de tanque, el cual tendrá una altura máxima de 20 metros.

TABLA II. 2.

CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION

Caso: 8 horas de bombeo

T o m a s

Horas	Q. Bombeo en %	Demanda Horaria en %	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0- 1	0	45	- 45	- 45
1- 2	0	45	- 45	- 90
2- 3	0	45	- 45	-135
3- 4	0	45	- 45	-180
4- 5	0	45	- 45	-225
5- 6	0	60	- 60	-285
6- 7	0	90	- 90	-375
7- 8	300	135	165	-210
8- 9	300	150	150	- 60
9-10	300	150	150	90
10-11	300	150	150	240
11-12	300	140	160	400
12-13	300	120	180	580
13-14	300	140	160	740
14-15	300	140	160	900
15-16	0	130	-130	770
16-17	0	130	-130	640
17-18	0	120	-120	520
18-19	0	100	-120	420
19-20	0	100	-100	320
20-21	0	90	- 90	230
21-22	0	90	- 90	140
22-23	0	80	- 80	60
23-24	0	60	- 60	0

Tomas: $C_t = 375 \quad 900 = 1275 \%$

$$C = 12.75 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 45.90 Q_t$$

$Q_t = Q$ máx diario en l/seg.

$C =$ capacidad en m^3 .

TABLA II. 3.

CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION

Caso: 12 horas de bombeo

T o m a s				
Horas	Q. Bombeo en %	Demanda Horaria en %	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0- 1	0	45	- 45	- 45
1- 2	0	45	- 45	- 90
2- 3	0	45	- 45	-135
3- 4	0	45	- 45	-180
4- 5	0	45	- 45	-225
5- 6	0	60	- 60	-285
6- 7	0	90	- 90	-375
7- 8	200	135	- 65	-310
8- 9	200	150	50	-260
9-10	200	150	50	-210
10-11	200	150	50	-160
11-12	200	140	60	-100
12-13	200	120	80	- 20
13-14	200	140	60	40
14-15	200	140	60	100
15-16	200	130	70	170
16-17	200	130	70	240
17-18	200	120	80	320
18-19	200	100	100	420
19-20	0	100	-100	320
20-21	0	90	- 90	230
21-22	0	90	- 90	140
22-23	0	80	- 80	60
23-24	0	60	- 60	0

Tomas: $C_t = 420 \quad 375 = 795 \%$

$$C = 7.95 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 28.62 Q_t$$

$Q_t = Q \text{ máx diario en l/seg.}$

$C = \text{capacidad en m}^3.$

TABLA II. 4.

CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION

Caso: 16 horas de bombeo

T O M A S				
Horas	Q. Bombeo en %	Demanda Horaria en %	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0- 1	0	45	- 45	- 45
1- 2	0	45	- 45	- 90
2- 3	0	45	- 45	- 135
3- 4	0	45	- 45	- 180
4- 5	0	45	- 45	- 225
5- 6	0	60	- 60	- 285
6- 7	150	90	60	- 225
7- 8	150	135	15	- 210
8- 9	150	150	0	- 210
9-10	150	150	0	- 210
10-11	150	150	0	- 210
11-12	150	140	10	- 200
12-13	150	120	30	- 170
13-14	150	140	10	- 160
14-15	150	140	10	- 150
15-16	150	130	20	- 130
16-17	150	130	20	- 110
17-18	150	120	30	- 80
18-19	150	100	50	- 30
19-20	150	100	50	20
20-21	150	90	60	80
21-22	150	90	60	140
22-23	0	60	- 80	60
23-24	0	60	- 60	0

Tomas: $C_t = 140 \quad 285 = 425 \%$

$$C = 4.25 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 15.30 Q_t$$

$Q_t = Q \text{ máx diario en l/seg.}$

$C = \text{capacidad en m}^3.$

TABLA II. 5.

CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION

Caso: 20 horas de bombeo

T o m a s

Horas	Q. Bombeo en %	Demanda Horaria en %	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0- 1	0	45	- 45	- 45
1- 2	0	45	- 45	- 90
2- 3	0	45	- 45	-135
3- 4	0	45	- 45	-180
4- 5	120	45	75	-105
5- 6	120	60	60	- 45
6- 7	120	90	30	- 15
7- 8	120	135	- 15	- 30
8- 9	120	150	- 30	- 60
9-10	120	150	- 30	- 90
10-11	120	150	- 30	-120
11-12	120	140	- 20	-140
12-13	120	120	0	-140
13-14	120	140	- 20	-160
14-15	120	140	- 20	-180
15-16	120	130	- 10	-190
16-17	120	130	- 10	-200
17-18	120	120	0	-200
18-19	120	100	20	-180
19-20	120	100	20	-160
20-21	120	90	30	-130
21-22	120	90	30	-100
22-23	120	80	40	- 60
23-24	120	60	60	0

Tomas: $C_t = 200$

$$C = 2 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 7.2 \times Q_t$$

$Q_t = Q$ máx diario en l/seg.

$C =$ capacidad en m^3 .

II. 5.- Distribución.

El objetivo de la red de distribución es el de proporcionar el agua al usuario, ya sea mediante hidrantes de toma pública o unidad agua y, en forma más completa, a base de toma domiciliaria.

Las tuberías que constituyen la distribución, se denominan de la siguiente manera, de acuerdo a la magnitud de sus diámetros: líneas de alimentación, tuberías principales o troncales y líneas secundarias o de relleno.

La línea de alimentación es una tubería que suministra agua directamente a la red de distribución y que, partiendo de una fuente de abastecimiento, de un tanque de regularización, o del punto en que convergen una línea de conducción y una tubería que aporta agua de un tanque de regularización, termina en el punto donde se hace la primera derivación.

Las tuberías principales siguen en importancia, en cuanto al gasto que por ellas escurra, a la línea de alimentación. A estas líneas principales están conectadas las líneas secundarias o de relleno. Cuando la traza de las calles forma una malla que permite proyectar circuitos con tuberías principales a estas redes se les denomina de circuitos cerrados y esas tuberías se localizan a distancias unas de otras entre 400 y 600 metros.

Si dicha traza es tan irregular que no permite formar circuitos, con las tuberías principales, las redes se denominan de circuitos abiertos o líneas abiertas.

Para cubrir la totalidad de las calles se recurre a las líneas secundarias o de relleno. El diámetro de estas tuberías para localidades urbanas pequeñas será de 50 a 60 mm. y para ciudades de importancia de 75 a 100 mm. Para la justificación de estos diámetros se considerará la densidad de población del área por servir.

Para poder operar la red de distribución se disponen de válvulas de seccionamiento estratégicamente colocadas, alojadas en cajas de concreto, con acceso para su operación, reparación o reposición.

Todas las instalaciones de una red de distribución deben estar arriba y lo más distante posible de la red de alcantarillado para poder evitar contaminaciones futuras.

II. 5. 1.- Diseño hidráulico y geométrico.

El cálculo de la línea de alimentación se hace con el gasto máximo horario.

Las líneas abiertas se calcularán con el gasto acumulado que les corresponda, a partir del gasto máximo horario.

En la red de circuitos las tuberías principales se calcularán de acuerdo a los gastos acumulados, deducidos de aquellos que les corresponda a las líneas de alimentación. Se puede utilizar el método de Hardy Cross para el equilibrio hidráulico de la red de circuitos, del que se presenta posteriormente la secuela de cálculo.

Para el cálculo de la red se considerará exclusivamente la zona urbana actual (en la fecha del proyecto) y, de acuerdo con sus densidades actuales y probables, se calculará la demanda a satisfacer, considerando como gasto unitario el resultado de dividir el gasto máximo horario entre la longitud total de la red.

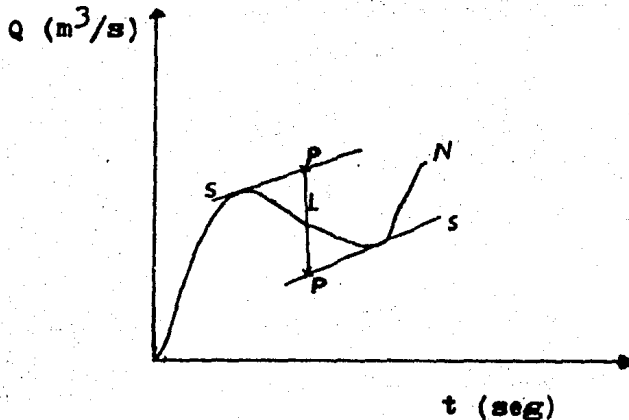
Se recomienda, siempre que sea posible, el empleo de computadoras electrónicas para el cálculo.

Las redes de distribución exigen que se cumpla con una carga mínima de 10 a 15 metros para que llegue el agua a los tinacos o al último mueble y una carga máxima por la capacidad de trabajo de la tubería hasta 50 metros.

A continuación se presenta la secuela de cálculo a seguir, utilizando el método de Hardy Cross que se basa en la teoría del balanceo de cargas mediante corrección de gastos.

La capacidad del depósito de regularización se hace por la comparación entre los aportes o caudales que llegan a él y las demandas y salidas del mismo. Esta comparación se puede hacer de dos formas: gráfica y analítica.

La forma gráfica se hace por medio del diagrama de masas que consiste en dibujar en ejes coordenados la acumulación de las diferencias de los caudales que entran o salen simultáneamente del depósito en la unidad de tiempo (N). La distancia vertical máxima (L) entre las dos tangentes (S), trazada entre los puntos de inflexión (P) de la curva será la capacidad depósito.



Para la forma analítica se han realizado estudios en muchas poblaciones de las que se desprende que existen 11 tipos de variaciones horarias.

1.- Se forman circuitos principales y se numeran, el resto de la red estará integrada en general por circuitos secundarios o de relleno. Para formar los circuitos se pueden escoger con tramos de 400 y 600 metros. El criterio general para escogerlos es que cada ramal tenga más o menos la misma superficie de influencia ya que son éstos los que van a alimentar a los demás.

2.- Se supone que la tubería va a trabajar sin presión, es decir como canal, así se determina fácilmente tomando en cuenta la topografía del terreno, un sentido de escurrimiento en los tramos, generalmente se toma como positivo cuando es igual a las manecillas del reloj y negativo en el sentido contrario.

3.- Se valúa el gasto para cada tramo, cuando se considera un consumo uniforme, el gasto en cada tramo se estima empleando un caudal unitario, es decir, el caudal total demandado por la población entre la longitud de los circuitos principales. Esto se representa como:

$$q_e = \frac{Q_{mh}}{\text{Longitud total de los circuitos}} \quad \text{--- (2.26)}$$

donde:

q_e = gasto específico.

Q_{mh} = gasto máximo horario.

Este valor se multiplica por la longitud de cada tramo obteniéndose así el valor del gasto en cada tramo.

Si se consideran zonas de distintos consumos se evalúa según su amplitud a partir de un gasto por unidad de área, distinto para cada zona de consumo.

4.- Se supone que se interrumpe la circulación del agua en unos tramos para formar una red abierta con el objeto de definir puntos en los que ya no existe posibilidad de alimentación a otros tramos; estos puntos reciben el nombre de puntos de equilibrio.

5.- Se acumulan gastos en sentido contrario del escurrimiento y se consideran las interrupciones supuestas, partiendo de los puntos de equilibrio hasta la alimentación.

6.- Se suponen los diámetros de cada tramo, para lo grarlo es conveniente fijar una velocidad adecuada del agua en el tubo y así en función del gasto se define su área, ajustando a un diámetro comercial se supone que la velocidad es de 0.5 a 1 m/s.

Para evitar grandes pérdidas por fricción, se puede calcular el diámetro preeliminarmente utilizando la expresión en función de la velocidad y el gasto.

$$Q = V A \quad \text{-----} \quad (2.27)$$

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} V \quad \text{-----} \quad (2.28)$$

$$d = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} \quad \text{-----} \quad (2.29)$$

donde:

Q = gasto en m³/s.

V = velocidad en m/s.

A = área en m².

d = diámetro de la tubería en m.

Si se suponen las siguientes velocidades, se obtienen los siguientes diámetros en función del gasto.

Si:

$$V = 0.5 \text{ m/s}$$

$$d = 1.6 \sqrt{Q}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$d = 1.28 \sqrt{Q}$$

$$V = 1.5 \text{ m/s}$$

$$d = 0.92 \sqrt{Q}$$

A continuación se presenta la tabla II. 6, de velocidades máximas permisibles, así como la fórmula empírica para calcular los diámetros en redes de distribución de agua.

TABLA II. 6.

VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES EN REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA

	DIAMETRO		S/G BONNET (SALUB.)		S/G SCHOKLITSH	
	mm.	pulg.	v	q	v	q
			m/seg	L. p. s.	m/seg	L. p. s.
Se puede perder carga	50	2	0.60	1.18		2.95
	60	2 1/2	0.70	1.98		4.24
	75	3	0.70	3.09		6.63
	100	4	0.75	5.89		11.78
	150	6	0.80	14.14		26.51
	200	8	0.90	28.27		47.12
	250	10	1.00	49.09		73.63
	300	12	1.10	77.75		106.03
	350	14	1.20	115.45		144.17
	400	16	1.25	157.08		188.50
	450	18	1.30	206.76		238.56
	500	20	1.40	274.89		294.53
	550	22	1.50	366.37		356.37
	600	24	1.60	452.39		424.11
	650	26	1.70	564.11		487.75
	700	28	1.70	654.24		527.27
750	30	1.80	795.21		663.68	
800	32	1.80	904.78		753.98	

FORMULA EMPIRICA PARA CALCULAR LOS DIAMETROS EN REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA

D (en cms) = 1.4 10 Q (en L.p.s.)

D (en pulg.) = 3 Q (en L.p.s.)

Según esta fórmula se tiene $Q = \frac{D^2}{3}$ calculando Q para los diversos diámetros se obtiene.

Terrenos planos

D	Q	D	Q	D	Q
30"	300	16"	85	8"	21
24"	192	14"	65	6"	12
20"	133	12"	48	4"	5
18"	108	10"	33	3"	3

7.- Se ejecutan los cálculos para lo cual conviene ayudarse de una tabla de cálculo en la que se consigne por columnas los siguientes datos:

- a) Número de circuitos.
- b) Tramo estudiado.
- c) Diámetro del tubo, ϕ (mm) (Pulg.).
- d) Longitud del tramo (m).
- e) Caudal inicial en m^3/s con sus signos (Q_0).
- f) Pérdida de cargas (m) con su signo (H_0).
- g) Relación H_0/Q_0 .
- h) Corrección del gasto con su signo (q).
- i) Caudal corregido con su signo (Q_1).
- j) Nueva pérdida de carga con su signo (H_1).
- k) Relación H_1/Q_1 .
- l) Segunda corrección (q_1).
- m) Caudal corregido (Q_2).
- .
- .
- .
- .
- x) Pérdida de carga en función del último valor -- adoptado para el gasto.
- y) Cota piezométrica: se obtiene sumando la cota piezométrica anterior y la pérdida de carga con su signo. La primera cota piezométrica es igual a la del terreno si el tanque es superficial.

z) Carga disponible se calcula con la diferencia de cotas piezométricas y del terreno.

En la solución debe tenerse presente el signo que -- tiene el gasto; la pérdida de carga lleva el signo correspondiente al caudal. En los tubos comunes a 2 circuitos, cuando se consideran pertenecientes, a sólo uno de ellos, tendrán ciertos valores de Q y H ; al calcular el circuito contiguo diferirán estos valores en el signo.

Como la corrección "q" que se determina para cada -- circuito efectuado con ella, para todos los gastos pertenecientes al mismo, los tramos comunes tendrán dos conexiones, una para cada circuito debiendo consignarse con los signos que le correspondan. Se respeta el signo de la corrección en el circuito que se estudia, pero a la correspondiente al circuito vecino se le cambia porque provienen de gastos y pérdidas de carga con signos contrarios.

Para encontrar las pérdidas de carga se puede utilizar la fórmula de Hazen-Williams; en tal caso el valor de "n" en la fórmula de corrección es de 1.85.

$$q = \frac{- \sum H}{1.85 \sum (H/Q)} \quad \text{-----} \quad (2.30)$$

o bien, la fórmula de Manning, cuyo valor de "n" es 2.0:

$$q = \frac{- \sum H}{2 \sum (H/Q)} \quad \text{-----} \quad (2.31)$$

Por último se cambian diámetros en caso necesario, en los tramos en que desde la primera serie de cálculos la corrección resulte muy grande.

Para todos los cruceros se debe diseñar: uniones, válvulas y atraque necesarios, así como hidrantes contra incendios en donde se requiera; todo ésto debe estar indicado en el plano.

III. DRENAJE SANITARIO.

Paralelamente al desarrollo de los fraccionamientos en que sus servicios, iniciados con el abastecimiento de agua potable, que van cubriendo sus consumos a base de obras escalonadas para lograr un equilibrio económico entre las erogaciones y las recuperaciones, se plantea el problema del desalojamiento de las aguas servidas; en ese momento, se requiere la construcción de una red de conductos que se inicia generalmente con la eliminación de las aguas negras que produce su población, por lo que se le designa con el nombre de alcantarillado sanitario.

Por razones económicas, algunas veces se recurre al empleo de alcantarillados combinados que resuelven simultáneamente a un costo mínimo, el alejamiento tanto de aguas negras, como las pluviales de una población.

Generalmente los conductos que constituyen cualquier drenaje son tubos de sección circular hechos de concreto simple o armado, según sea su diámetro y la profundidad a que se instalen, empleándose sólo por requerimientos técnicos, en zonas de algunas poblaciones, los fabricados con asbesto-cemento o barro cocido sin vitrificar o vitrificado.

Las tuberías para alcantarillado sanitario o combina

do deben reunir determinados requisitos tales como: un diámetro mínimo de 20 cm., la velocidad deberá estar comprendida entre 0.6 m/s y 3 m/s, además la profundidad mínima a la que debe estar es de 0.91 metros y la máxima dependerá del diámetro del tubo, del tipo de tubo, etc.

III. 1.- Cálculo de caudales.

Dado que el alcantarillado para aguas negras de un fraccionamiento debe ser el reflejo del abastecimiento de agua potable, por lo que respecta a la relación entre dotación y aportación, se ha adoptado el criterio de aceptar como aportación unitaria de aguas negras, el 80% de la dotación de agua potable, considerando que el 20% restante se pierde antes de llegar la aportación al alcantarillado. Teniendo en cuenta lo anterior, el gasto medio en aguas negras queda expresado de la siguiente manera:

$$Q = \frac{\text{Dens.} \times \text{Dot.}}{86,400} \times 0.80 A \quad \text{-----} \quad (3.1)$$

siendo:

Q = gasto medio de aguas negras, en lps.

Dens. = densidad de población, en habitantes/ha.

Dot. = dotación de agua potable, en lts/hab/día.

A = área, en (ha).

Para conocer el gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, se ha hecho una cuantificación práctica, la cual consiste en aceptar que la descarga de un excusado es de 1.5 lts/seg.; en la inteligencia de que además, se considera que el número de descargas simultáneas al alcantarillado está de acuerdo, según el diámetro del conducto receptor, con la su posición siguiente:

Diámetro (cm)	No. descargas simultáneas	Aportación por descarga (lps)	Gasto mínimo aguas negras (lps)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

Los gastos mínimos que se encuentran en ésta tabla, son siempre menores que los considerados clásicamente como mínimos por la expresión: $Q_{\min} = 0.5 Q_{\text{medio}}$. ---- (3.2)

Escurriendo por lo tanto en el conducto, esos últimos gastos con mayores velocidades y tirantes, que los contenidos en la tabla.

Una vez conocido el gasto medio y el gasto mínimo, - falta determinar el gasto máximo instantáneo de aguas negras, - éste se obtiene con la ayuda de un coeficiente de variación en aportaciones, designado como "M", de mayoración del gasto medio diario el día de máximo desecho, que se empleará hasta una población de 182,250 habitantes, ya que para mayor cantidad de usuarios, ése coeficiente será constante e igual a 1.80.

Para determinar el valor de "M" se pueden seguir dos criterios, el de Harmon y el de Babbit, los cuales se muestran a continuación:

Por Harmon se tiene:

$$M = 1 + \frac{14}{4 \sqrt{P}} \quad \text{-----} \quad (3.3)$$

donde:

M = coeficiente de variación del gasto máximo de --
aguas negras con relación al medio.

P = población servida en miles de habitantes.

De acuerdo a Babbitt:

$$M = \frac{5}{p^{1/5}} \quad \text{-----} \quad (3.4)$$

Siendo las variables con el mismo significado.

La estimación del gasto máximo instantáneo, base -- para determinar el diámetro adecuado de los conductos se hace afectando al gasto medio de el coeficiente "M" antes determina do.

$$Q \text{ max. inst.} = M Q \text{ med. (lts/seg)} \quad \text{----} \quad (3.5)$$

III. 2.- Diseño geométrico.

Para llevar a cabo el diseño geométrico se parte del estudio hidráulico de las tuberías de acuerdo a las ecuaciones de continuidad y fricción de Manning. Si el flujo por las tuberías es a superficie libre, éstas ecuaciones se pueden expresar como:

$$Q \text{ máx.} = AV \quad \text{-----} \quad (3.6)$$

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad \text{---} \quad (3.7)$$

donde:

Q máx. = gasto máximo de aguas negras, en m³/s

A = área hidráulico, en m².

V = velocidad en m/s.

n = coeficiente de rugosidad que es de 0.013 para tubos de concreto prefabricado y de 0.016, cuando el tubo sea colado en el lugar.

Rh = radio hidráulico, en m.

S = pendiente de plantilla del tubo.

Combinando ambas ecuaciones se tiene:

$$Q \text{ máx.} = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \text{ -----(3.8)}$$

Las pendientes de las tuberías deberán seguir, hasta donde sea posible, la inclinación del terreno con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente: Las pendientes mínimas tendrán distintos valores, sea que se trate de casos normales o excepcionales, los normales son aquellos en que se dispone del desnivel topográfico necesario, para obtener el más eficiente funcionamiento hidráulico del conducto, aceptándose aquella que produce una velocidad de 45 cm/seg., al caudal que escurra con un tirante igual al 25% del diámetro del tubo; las excepcionales comprenden los casos en que, contando con un desnivel muy pobre, es preciso sacrificar un poco de eficiencia hidráulica del tramo del alcantarillado, a cambio de evitar la construcción de una planta de bombeo para --

aguas negras, aceptándose una velocidad de 30 cm/seg. y un tirante igual o mayor de 1.5 cm.

Las pendientes máximas son diferentes según sea el caso que se presente: normal, excepcional o extraordinario. En los normales, existe el nivel topográfico necesario, que permite una máxima reducción del diámetro de la tubería, por trabajar el conducto lleno a gasto máximo, con eficiente funcionamiento hidráulico, aceptándose una velocidad máxima de 3 m/s al caudal que escurre a tubo lleno. En las excepcionales, el conducto nunca trabaja lleno por ser excesivo el desnivel topográfico de que se dispone, lo que hace que tenga un correcto funcionamiento hidráulico es que el tirante produce la velocidad máxima permitida de 3 m/s, sin erosionar las paredes de los conductos. Finalmente, en los casos extraordinarios, el funcionamiento también es eficiente, pero en ellos el tubo trabaja con mucho menos tirante, por ser sumamente grande el desnivel de que se dispone.

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

La experiencia en la conservación y operación de estos sistemas a través de los años, ha demostrado universalmente que el diámetro mínimo que deben tener las tuberías, teniendo a evitar las frecuentes obstrucciones de ellas, es el de 20 centímetros.

El diámetro máximo de las tuberías por emplear, está prácticamente regido por uno o por los dos factores: Primero, capacidad necesaria del conducto y segundo, condiciones topográficas del tramo en que pretenda instalarse la tubería.

Dependiendo de la topografía del terreno se diseñan los patrones de configuración siendo los más comunes los siguientes:

1.- Drenes perpendiculares de corriente. Este es el patrón de norma más rudimentario, como su nombre lo indica, consiste en construir drenes que van a desalojar directamente a un río.

2.- Descarga concentrada en un punto. En éste tipo de diseño se trata de descargar en un lugar que por lo general es una planta de tratamiento.

3.- Zonificación. Esta variante consiste únicamente en dividir en zonas el lugar para el desalojo de las aguas residuales.

4.- Abanico. Se diseña hacia la derecha e izquierda a partir de un eje central que recibe la descarga de ambos lados los cuales se extienden en forma de abanico que a su vez reciben descargas de partes más alejadas.

5.- Radial. Se trata de que a partir de un punto central se trazan círculos los cuales son cortados por líneas que parten del centro y que desalojan hacia las afueras.

IV. DRENAJE PLUVIAL.

IV. 1.- Análisis hidrológico.

Como apoyo para proyectar el drenaje pluvial de un fraccionamiento, se utiliza el análisis hidrológico, cuya finalidad es la de construir la curva intensidad-duración-período de retorno (i-d-T), siendo ésta, básica para poder revisar y proyectar el drenaje pluvial del fraccionamiento.

Para poder llevar a cabo el análisis hidrológico, es necesario contar con el plano de la zona en estudio donde se señalen las estaciones climatológicas, tanto de pluviómetros como de pluviógrafos.

Cuando se cuenta únicamente con estaciones que funcionan con pluviómetros, se recopilan los datos de lluvias máximas en 24 horas, sucedidas en años anteriores hasta la última que se tenga, a continuación se procede a encontrar una ecuación que relacione las precipitaciones con el período de retorno. Esto se hace, para cada estación, ordenando en forma decreciente la precipitación máxima anual en 24 horas, calculando a continuación su período de retorno, éste se puede calcular por medio de una serie de máximos anuales, en la que:

$$T = \frac{n - 1}{m} \quad \text{-----} \quad (4.1)$$

siendo:

T = período de retorno, en años.

n = número de años de registro.

m = número de orden.

También se puede utilizar una serie de excedentes -
anuales, para la que:

$$T = \frac{n}{m} \quad \text{-----} \quad (4.2)$$

En la que las literales tienen el mismo significado.

En seguida, y de acuerdo al criterio de Chow, y por
mínimos cuadrados, se obtiene la ecuación que liga las lluvias
con el período de retorno, siendo ésta de la forma siguiente:

$$h_p = a - b \log T \quad \text{-----} \quad (4.3)$$

donde:

h_p = lluvia máxima en 24 horas, en mm.

T = período de retorno, en años.

a, b = constantes a determinar por mínimos cuadrados.

En caso de tener pluviógrafos en las estaciones, el

análisis se realiza por el procedimiento de correlación múltiple y consiste en:

Suponer duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, determinándose, de la curva masa de cada tormenta, la precipitación máxima para cada duración, a continuación se calcula la intensidad de lluvia por medio de la siguiente expresión:

$$i = \frac{hp}{d} \text{ ----- (4.4)}$$

siendo:

i = intensidad de lluvia, en mm/hora.

hp = precipitación, en mm.

d = duración, en horas.

Estas intensidades se ordenan de mayor a menor y se calcula su período de retorno ya sea por serie de máximos anuales o por serie de excedentes anuales. Con ésta información y por correlación múltiple, se obtiene la ecuación:

$$i = a T^b d^c \text{ ----- (4.5)}$$

donde:

i = intensidad de lluvia en mm/hora.

T = período de retorno, en años.

d = duración, en minutos.

a, b y c = constantes a valuar por correlación múltiple.

Para cada estación se obtiene a, b, c y r, utilizándose en la ecuación los datos de la estación cuyo coeficiente de correlación sea mayor.

IV. 2.- Cálculo de gastos.

Los métodos para estimar el gasto producido por una tormenta dada, en una cuenca urbana pueden clasificarse en los siguientes grupos:

a) Métodos directos o empíricos.- Consideran que las características principales del hidrograma, producido por una tormenta dada, pueden calcularse a partir de las características físicas promedio de la cuenca. Generalmente han sido calibrados, utilizando mediciones efectuadas en cuencas muy diversas. A este grupo pertenecen: el método racional, el cual se describe posteriormente, el de Burky-Ziegler y el gráfico alemán.

b) Métodos hidrológicos.- Consideran que existe una relación funcional única (generalmente lineal) entre la distribución de las lluvias en el tiempo y el hidrograma a la

salida de la cuenca. La relación funcional está basada en principios hidrológicos y puede ser calibrada mediante registros simultáneos de lluvias y escurrimientos en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplos de este tipo de métodos son el del Road Research Laboratory el cual se expone ampliamente y el del hidrograma unitario.

c) Métodos hidráulicos o semi-hidráulicos.- Estiman el hidrograma en las diferentes partes de la cuenca en estudio haciendo uso de las ecuaciones de conservación de la masa y la cantidad de movimientos considerando explícitamente las características físicas de la cuenca con diversos grados de simplificación. El método de Chicago corresponde a este grupo.

IV. 2. 1.- Método racional.

Es uno de los métodos más utilizados debido sobre todo a su sencillez, considera que si sobre el área estudiada se presenta una lluvia uniforme, durante un tiempo suficiente para que el escurrimiento de la cuenca se establezca, el gasto de descarga pueda calcularse con la ecuación:

$$Q_p = 0.278C_i A \quad \text{-----} \quad (4.6)$$

donde:

Q_p = gasto pico en m^3/s

C = coeficiente de escurrimiento.

i = intensidad de la lluvia para una duración --
igual al tiempo de concentración en la cuenca
en mm/hora.

A = área de la cuenca en Km^2 .

Esta fórmula también se expresa de la siguiente ma--
nera:

$$Q = \frac{C I A}{360} \text{ ----- (4.7)}$$

donde:

Q = gasto de diseño en m^3/s .

I = intensidad de la lluvia en mm/hora.

C = coeficiente de escurrimiento.

A = área en hectáreas.

Para obtener el coeficiente de escurrimiento se supo-
ne que las pérdidas en cada momento son proporcionales a la in-
tensidad de la lluvia. La constante de proporcionalidad se -
considera característica de cada cuenca y se denomina coeficien-
te de escurrimiento.

Se le calcula mediante la siguiente expresión:

$$C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} \text{ ----- (4.8)}$$

donde:

C_e = coeficiente de escurrimiento.

V_{ed} = volumen de escurrimiento directo.

V_{ll} = volumen llovido.

El coeficiente de escurrimiento se puede estimar también, relacionando los valores que aparecen en la siguiente tabla que fueron obtenidos para tormentas con 5 a 10 años de período de retorno, con las características de la cuenca.

VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C.

Tipo del área drenada.	Coeficiente de escurrimiento.	
	Mínimo	Máximo
Zonas comerciales:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50

cont. cuadro de Valores Típicos...

Tipo del área drenada.	Coeficiente de escurrimiento.	
	Mínimo	Máximo
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
Zonas industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios, parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas:	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas. S - Pendiente		
Suelos arenosos planos ($S \leq 0.02$)	0.05	0.10
Suelos arenosos pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15

cont. cuadro...

Tipo del área drenada.	Coeficiente de escurrimiento.	
	Mínimo	Máximo
Suelos arenosos escarpados ($s \geq 0.07$)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos ($s \leq 0.02$)	0.13	0.17
Suelos arcillosos pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados ($s \geq 0.07$)	0.25	0.35

Para calcular la intensidad de lluvia, se necesita conocer la duración de la tormenta, para con ella y el período de retorno fijado, deducir de la curva i-d-T la intensidad de diseño.

La duración se considera igual al tiempo de concentración, éste último se puede calcular de las siguientes dos formas:

Siguiendo el criterio de Chow, el cual está deducido por la siguiente expresión:

$$d = t_c = 0.01 \left(\frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0.64} \quad \text{----- (4.9)}$$

donde:

d = duración de la tormenta en horas.

t_c = tiempo de concentración en horas, se define para un punto dado, como el tiempo que tardará una partícula de agua en viajar desde ese punto hasta la salida de la cuenca.

L = longitud del punto más alejado al sitio, en metros.

S = pendiente, en %.

La segunda forma, parte de la siguiente ecuación:

$$t_c = t_{cs} + t_t \quad \text{-----} \quad (4.10)$$

donde:

t_c = tiempo de concentración.

t_{cs} = tiempo de concentración sobre las superficies.

t_t = tiempo de traslado a través de los colectores.

Para estimar el tiempo de concentración sobre las superficies, se puede utilizar la fórmula propuesta por Kirpich:

$$t_{cs} = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad \text{---} \quad (4.11)$$

siendo:

- t_{cs} = tiempo de concentración en horas.
- L = longitud del cauce principal en metros.
- S = pendiente media del cauce principal.

Para determinar el tiempo de traslado en los colectores se utiliza la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \text{ ----- (4.12)}$$

donde:

- V = velocidad media de traslado en m/s.
- n = coeficiente de rugosidad de Manning.
- R_h = radio hidráulico en metros.
- S = pendiente del tramo.

El tiempo de traslado resulta, entonces:

$$t_t = \frac{L}{V} \text{ ----- (4.13)}$$

donde:

- L = es la longitud del tramo considerado.

IV. 2. 2.- Método del Road Reseach Laboratory.

Este método considera que en una zona urbanizada, el gasto de diseño depende solamente de las superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje, y no toma en cuenta a las superficies permeables ni a las impermeables que no están conectadas con dicho sistema. El método consta de los siguientes pasos:

I.- Se obtienen los datos fisiográficos de la cuenca y se elabora un plano en el que se muestran las características del sistema de alcantarillado y de las superficies conectadas con él.

II.- Se calculan los tiempos de traslado desde diversos puntos de la cuenca hasta el punto de interés, y se construye un plano de isócronas.

III.- Se calcula el hidrograma virtual de entradas al sistema de alcantarillado.

IV.- Se calcula la regulación del hidrograma virtual de entrada, debida al almacenamiento en los conductos.

A continuación se explica con detalle cada uno de los pasos:

I.- Plano de la cuenca en un plano base; se delimita la cuenca de aportación de superficies impermeables, anotando la longitud, pendiente y rugosidad estimada, para cada subcuenca conectada a un punto de ingreso al sistema de alcantarillado.

En cuanto al sistema de alcantarillado, se anota la longitud, diámetro, pendiente y coeficiente de rugosidad de cada tramo.

II.- Tiempo de traslado. El tiempo de traslado se calcula con la ecuación 4.10.

Para las superficies conectadas con el alcantarillado, t_{ts} se calcula con la fórmula empírica propuesta por Hicks.

$$t_{ts} = \frac{k l^a}{i^b s^c} \quad \text{-----} \quad (4.14)$$

donde:

t_{ts} = tiempo de traslado sobre la superficie en minutos.

l = longitud de la superficie en metros.

s = pendiente media de la superficie, en porcentaje.

i = intensidad de la lluvia, en mm/hora.

k, a, b, c = coeficientes que se obtienen en función del tipo de superficie y se muestran en la siguiente tabla.

TIPO DE SUPERFICIE	k	a	b	c
Pavimento asfáltico liso	15.13	0.323	0.640	0.448
Pavimento asfáltico rugoso	31.74	0.373	0.684	0.366
Pastos recortados	168.60	0.298	0.785	0.307

La ecuación anterior se hizo en base a elementos cuyas longitudes varían entre 3 y 31 metros, con pendiente del 0% al 7% e intensidad de la lluvia entre 12.7 y 177 mm/hora. - Para aplicaciones fuera de los rangos mencionados se recomienda realizar mediciones de campo.

Para el tiempo de traslado en el alcantarillado se utilizan, primero la fórmula de Manning para conocer la velocidad y a continuación, la expresión 4.13.

Una vez calculados los tiempos de traslado correspondientes a cada elemento se anotan en el plano y se dibujan las

curvas isócronas o de igual tiempo de traslado. Se recomienda definir entre 3 y 6 isócronas, para incrementos de tiempo Δt constantes.

III.- Hidrograma virtual de entrada. El hidrograma virtual de entrada se calcula mediante los siguientes pasos:

a) Se calculan las áreas entre isócronas y se designan como A_1, A_2, \dots, A_n , de tal manera que A_1 es el área comprendida entre el punto de interés y la isócrona más cercana; A_2 el área comprendida entre la isócrona anterior y la que sigue, etc.

b) Se construye un hietograma de precipitación para un intervalo de tiempo Δt igual al de separación entre isócronas.

Los valores de precipitación en cada intervalo de tiempo se designan como P_1, P_2, \dots, P_n .

c) Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} Q_1 &= 0 \\ Q_2 &= (A_1 P_1) (1/\Delta t) \\ Q_3 &= (A_1 P_2 + A_2 P_1) (1/\Delta t) \\ Q_4 &= (A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1) (1/\Delta t) \\ Q_j &= (A_1 P_{j-1} + A_2 P_{j-2} + \dots + A_{j-1} P_1) (1/\Delta t) \end{aligned} \quad \text{-----}(4.15)$$

Estas ordenadas del hidrograma virtual de entrada, -
estarán separadas entre sí un intervalo Δt .

IV.- Regulación en el alcantarillado. La regula---
ción del hidrograma virtual de entrada en el alcantarillado se
calcula de la siguiente forma:

1.- Se efectúan los cálculos previos para definir -
la relación almacenamiento-descarga, que, junto con la ecua---
ción de continuidad, permitirá calcular el tránsito de cual---
quier hidrograma virtual de entrada por el alcantarillado se-
cundario.

Se ha encontrado que puede obtenerse una relación -
satisfactoria entre almacenamiento (V) y descarga (Q_D), supo-

niendo que la relación entre un tirante del agua cualquiera, y el tirante máximo posible (el diámetro en conductos circulares), es la misma para todos los tubos del sistema.

Si se cuenta con mediciones, es preferible obtener la curva Ψ contra Q_D , a partir de las curvas de recesión de los hidrogramas; para ello se procede de la siguiente manera:

a) En cada hidrograma se ubica el gasto para el cual se inicia la curva de recesión. Este punto indica que la lluvia ya no tiene influencia en el escurrimiento.

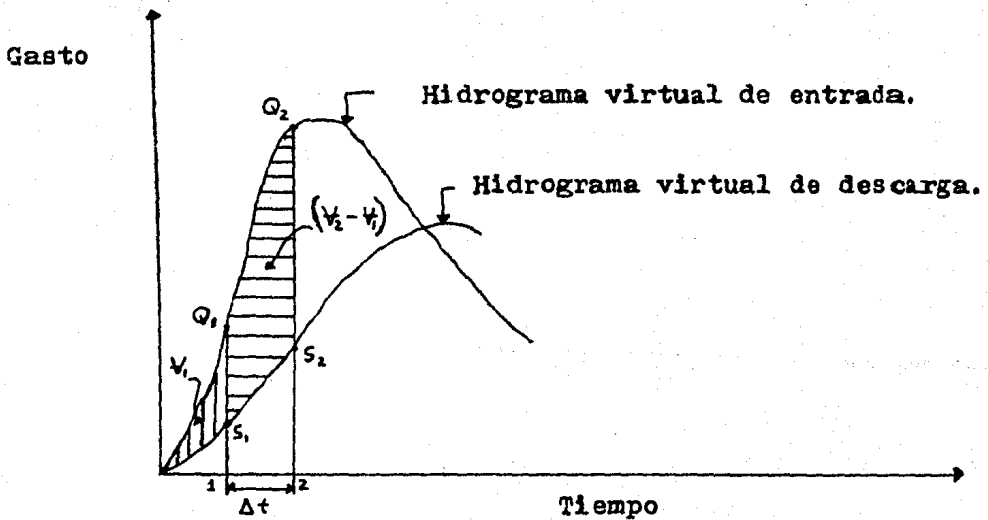
b) El área bajo la curva de recesión es igual al volumen almacenado en la cuenca en ese momento y por lo tanto corresponde al gasto definido en a).

c) A partir del punto donde se inicia la recesión se toma otro punto, diferente al indicado en a), y se vuelve a calcular el área bajo la curva para obtener otro volumen de almacenamiento y el gasto correspondiente.

d) Se repite el paso del inciso c) cuantas veces sea necesario.

e) Se grafican las parejas de valores obtenidos y se unen formando la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento.

2.- Tránsito del hidrograma virtual de entrada. De la figura que se muestra a continuación, las curvas Q_1 Q_2 , que representa un tramo del hidrograma virtual de entrada, y S_1 S_2 que representa un tramo del hidrograma de salidas - por el punto de interés.



Expresando la ecuación de continuidad en incrementos finitos se tiene que:

$$\frac{\Delta t}{2} (Q_1 + Q_2) = \frac{\Delta t}{2} (S_1 + S_2) + V_2 - V_1$$

----- (4.16)

donde:

v_2 y v_1 = volúmenes almacenados en los tiempos 2 y 1, respectivamente.

Agrupando convenientemente los términos, puede escribirse:

$$\frac{\Delta t}{2} (q_1 + q_2 - s_1) + v_1 = \frac{\Delta t}{2} s_2 + v_2 \quad \text{-----} \quad (4.17)$$

Conocido el valor izquierdo de la ecuación y asignándole un valor K, la ecuación puede resolverse por tanteos encontrando una pareja de valores s_2 y v_2 en la curva de gastos de descarga contra volúmenes almacenados, definida en el paso 1, que cumplan con la igualdad:

$$K = \frac{\Delta t}{2} s_2 + v_2 \quad \text{-----} \quad (4.18)$$

Para que el miembro izquierdo de la ecuación sea siempre conocido, el problema se resuelve por pasos, de tal manera que el primer paso s_0 vale cero por lo que s_1 y v_1 pueden ser calculados. Para el segundo paso se utilizan los valores calculados en el primero, y así sucesivamente.

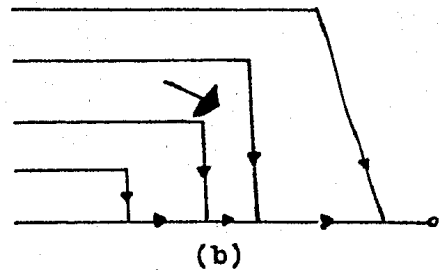
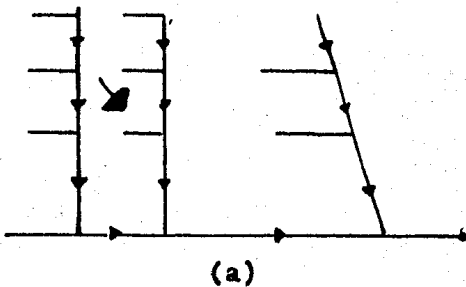
IV. 3.- Diseño Geométrico.

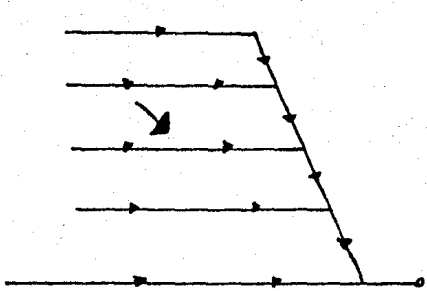
El trazo debe hacerse utilizando los derechos de vía existentes como calles, viejos lechos de ríos, pequeñas cañadas, etc., para reducir los gastos de expropiaciones y facilitar el mantenimiento de la red.

Es conveniente hacer coincidir los colectores de mayor tamaño con las calles más anchas y de menor cota.

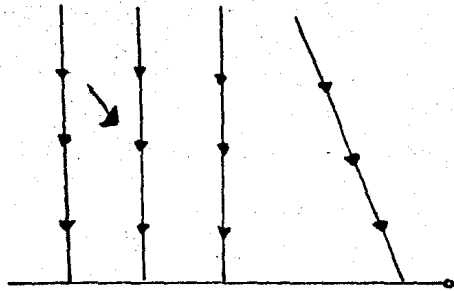
Debe intentarse concentrar los escurrimientos en un solo colector lo más rápidamente posible.

A continuación se muestran esquemáticamente algunas opciones en relación con la forma en que pueden irse agrupando los colectores; en cada caso particular es conveniente hacer varios trazos preliminares con la ayuda de esas opciones y eliminar los que, de acuerdo con estimaciones gruesas, resulten menos favorables.

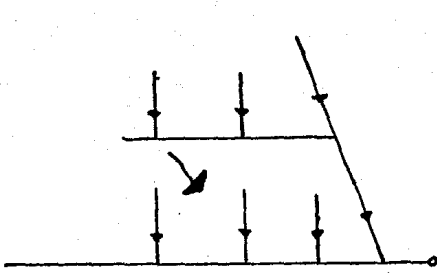




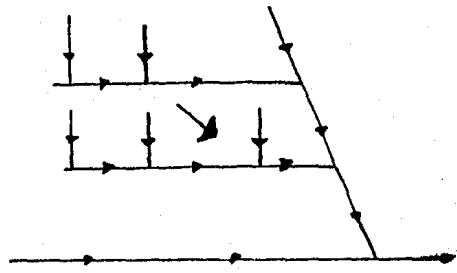
(c)



(d)



(e)



(f)



Colector



Punto de desagüe



Dirección de mayor pendiente

La red de drenaje puede estar formada por conductos abiertos, cauces naturales o conductos cerrados. En éstos úl-

timos, que son los más comunes, pueden presentarse dos tipos - de funcionamiento: el primero, que corresponde a la condición normal, es a superficie libre, y el segundo se presenta cuando por el sistema escurre un gasto superior al de diseño, en cuyo caso el conducto trabaja a presión.

El cálculo del drenaje pluvial se hace auxiliándose de una tabla en la que se consignan las mismas columnas que en el drenaje sanitario, con la excepción de que son gastos pluviales en lugar de residuales o de aguas negras.

V. VIALIDADES.

Estas son las calles y avenidas necesarias para el buen funcionamiento del fraccionamiento.

V. 1.- Datos de proyecto.

Los datos básicos para llevar a cabo el diseño y -- construcción de las vialidades son los siguientes:

- a) Topografía del terreno.
- b) Geometría de la excavación y/o relleno.
- c) Atacabilidad de los materiales.
- d) Cantidad de obra y programa.
- e) Recursos disponibles.

a) Topografía del terreno.- Atendiendo a la topografía del terreno, éste lo podemos clasificar en tres categorías que son:

1.- Terreno montañoso que puede ser escarpado o con fuertes pendientes.

2.- Lomerío al que se puede considerar fuerte o suave.

3.- El terreno plano no compensado.

b) Geometría de la excavación y/o relleno.- Según_

la geometría, ésta puede ser por corte, cajón y rebajes. Los cortes son excavaciones a cielo abierto que se realizan para alojar una estructura que puede ser una calle. El producto de la excavación de cortes normalmente se emplea para la formación de terraplenes o rellenos en terracerías compensadas, aunque también puede desperdiciarse en los tramos no compensados. El cajón es la excavación a cielo abierto que se hace en la forma que su nombre lo indica y que sirve para alojar la calle. Los rebajes son excavaciones que se llevan a cabo para profundizar un corte o rebajar un terraplén existente. Estos tres tipos de trabajo deben llevarse a cabo de tal modo que se facilite el drenaje, de los mismos.

c) Atacabilidad de los materiales.- Para éste efecto se tiene una clasificación de los materiales según S.A.H.O.P. en:

Material tipo "A", suelos poco o nada cementados con partículas hasta de 7.5 mm., se puede extraer con palas sin previo afloje.

Material tipo "B", suelos formados por piedras sueltas, rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates. Para éste tipo de materiales se requiere afloje con pico y extracción con pala; pueden utilizarse eficientemente tractores con cuchilla inclinada.

Material tipo "C", son suelos formados por piedras sueltas; rocas basálticas, areniscas y conglomerados fuerte-

mente cementados, calizas, riolitas, granitos y andresitas sanas. Requiere barrenación, afloje con cuña y marro o cuña neumática, pueden utilizarse eficientemente explosivos.

d) Cantidad de obra y programa.- En éste aspecto se deben tomar en cuenta: estudios, proyectos, supervisión y ejecución de obra.

e) Recursos disponibles.- Se deben coordinar los elementos técnicos, administrativos y de control disponibles para la producción económica del objetivo trazado, de acuerdo con las normas, especificaciones, proyectos, programas y obligaciones contraactuales.

V. 2.- Estudio de rasantes.

El estudio de rasantes consiste en el trazo de la curva masa en la que se muestran volúmenes de cortes, terraplenes, desperdicios y préstamos, además distancias. Las propiedades de la curva masa son las siguientes:

1.- Entre los límites de una excavación la curva crece de izquierda a derecha y decrece cuando hay terraplén.

2.- En las estaciones cuando hay cambio de excavación a relleno (línea de paso), habrá un máximo y viceversa de

relleno a excavación, un mínimo.

3.- Cualquier línea horizontal que corta a la curva masa marcará puntos consecutivos entre los cuales habrá compensación; es decir, que entre ellos el volumen de corte iguala al de terraplén.

4.- La diferencia en ordenadas entre dos puntos representará el volumen de terracería dentro de la distancia comprendida entre esos dos puntos.

5.- Cuando la curva queda arriba de la línea horizontal compensadora que se escoge para ejecutar la construcción, los acarrees de material se harán hacia adelante y cuando la curva quede debajo, los acarrees serán hacia atrás.

6.- El área comprendida entre la curva masa y una horizontal compensadora es el producto de una distancia por un volumen y representará al volumen por la longitud media de acarreo.

Las mejores compensadoras serán las que corten el mayor número de veces a la curva.

Pueden trazarse varias compensadoras en un tramo y entre una y otra quedarán tramos sin compensación. En éstos -

tramos sin compensación, si la curva asciende habrá un volumen de excavación excedente que no hay como emplearlo como relleno o sea un desperdicio.

Si la curva desciende indicará que hace falta material para terraplén que no obtuvimos de la excavación; en éste caso debe traerse material de otro lado, o sea un préstamo.

A la línea compensadora final se le llama rasante y a partir de las cotas del terreno natural y de los cortes y terraplenes se tiene el perfil de rasante.

V. 3.- Diseño del pavimento.

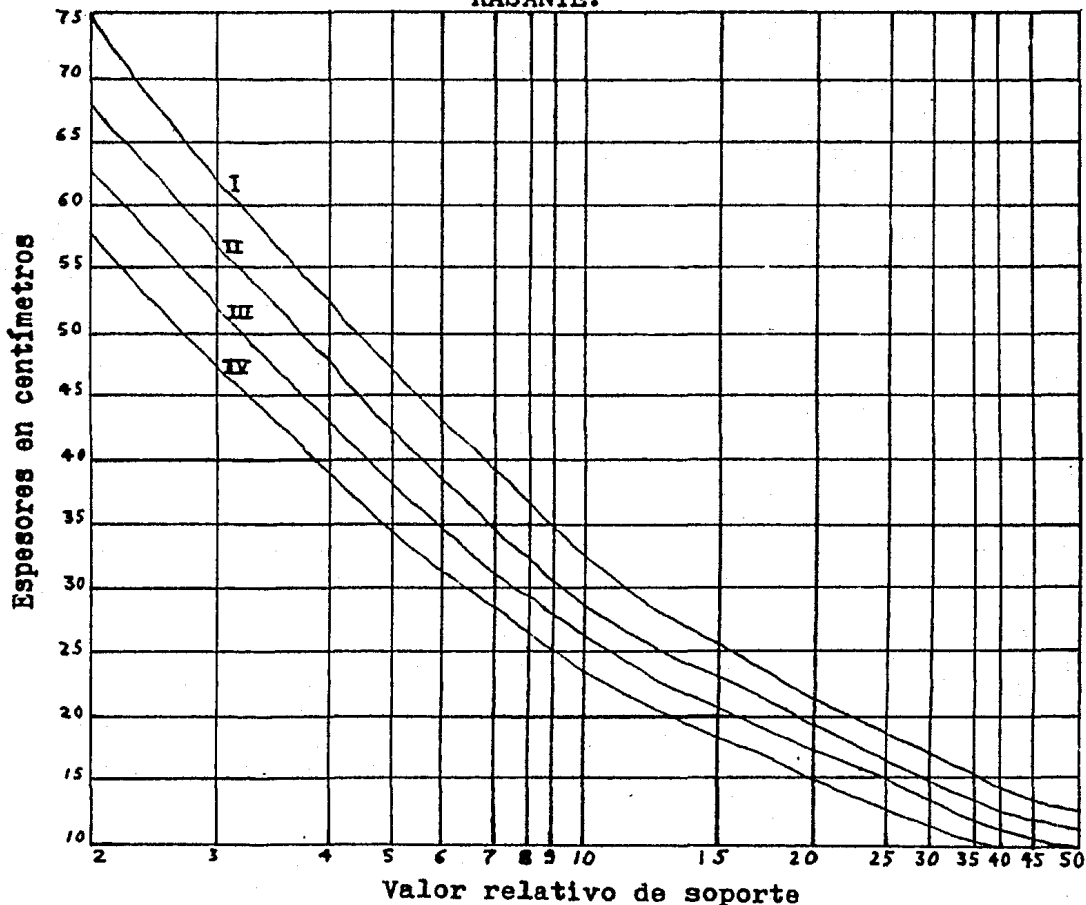
El diseño del pavimento depende en gran parte de los datos que se obtengan en el estudio de los suelos o de la subrasante, sobre los cuales se va a construir.

Para diseñar el cuerpo del pavimento con el método de la S.A.H.O.P., el cual, en función del valor relativo de soporte de la subrasante determina el espesor mínimo de sub-base más base en pavimentos flexibles. (Ver gráfica V.1 y tabla para el cálculo del cuerpo del pavimento.)

El drenaje, consolidación, revestimiento o adición de otros materiales al terreno natural, deberán ser adecuados

GRAFICA V. 1.

GRAFICA PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUB-BASE MAS BASE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DE V.R.S. DE LA SUB-RASANTE.



Intensidad de tránsito de vehículos con capacidad de carga igual o superior a 3 toneladas métricas, considerado en un solo sentido.	Curva aplicable para proyecto de espesores.	Espesor mínimo de base
Menos de 500 vehículos al día	IV	12 cm.
De 500 a 1000 " " "	III	12 cm.
De 1000 a 2000 " " "	II	15 cm.
Más de 2000 ó autopistas	I	15 cm.

para proporcionar una base suficientemente estable para que con los espesores y las resistencias estipuladas para el pavimento, se soporten adecuadamente las cargas y la intensidad del tránsito.

Cuando el terreno natural contenga lodo, materia orgánica o exceso de arcilla, o presente un grado de consolidación y densidad demasiado bajos, y sea necesario removerlo en el espesor que se determine, o cuando se requiera elevar la subrasante, los rellenos se harán con material preferentemente granuloso, que contenga menos del 20% de arcilla, exento de materias vegetales y colocado y compactado por capas cuyo espesor (consolidado) no exceda de 20 cm. El contenido de humedad y el apisonamiento deberán satisfacer lo estipulado en los siguientes párrafos.

Antes de proceder al apisonamiento sobre la superficie del terreno, y sobre cada capa de relleno, se deberá regar agua uniformemente distribuída, hasta lograr el porcentaje de humedad óptima con una tolerancia de 2 en más o menos, requerido para la máxima densificación. En general, el contenido de humedad estará comprendido entre 10 y 23%; se deberán evitar tanto las consistencias secas, sobre las cuales el apisonamiento prácticamente no produce consolidación, como las plásticas, demasiado humedecidas, en las que el apisonamiento motiva desalojamientos laterales que imposibilitan consolidar eficaz-

mente.

Para la compactación se emplearán equipos apropiados como aplanadoras con peso no menor de 12 toneladas, y de las que, su rueda o ruedas traseras deberán producir una presión no menor de 7 toneladas por cada metro de anchura; el desalajamiento lateral en cada pasada sobre el terreno no deberá ser mayor que una cuarta parte del ancho de la más angosta de las ruedas.

La densidad, excluyendo la humedad, del terreno o del relleno consolidado no deberá ser menor que el 95% correspondiente a la densidad óptima obtenida, según la prueba de la A.S.T.M.

Cualquiera que sea el tipo de aplanadora que se emplee, el número de pasadas que se den sobre el terreno natural deberá de ser de 10 cuando menos, o las que se requiera para asegurar el grado de consolidación requerido. En áreas reducidas, en las cuales no sea posible emplear rodillos, se utilizarán pisonés vibratorios o de impacto, que permitan obtener un grado de consolidación equivalente al logrado con los rodillos

El grado de consolidación que se obtenga deberá ser suficiente para que el paso de los rodillos, o de vehículos cargados, sobre el terreno, no produzca sino huellas ligeras.

En todos los casos es indispensable contar con la acción lubricante del agua añadida en la proporción óptima que cada material requiere (los mayores porcentos corresponden a los suelos arcillosos. Los del tipo granuloso: migajones arenosos, - grava cementada, etc., requieren un menor porcentaje de agua - para su consolidación eficiente).

La pendiente longitudinal que se deberá señalar en - los planos dependerá de los requisitos del trazo, la pendiente transversal para el desague del pavimento no deberá afectar el espesor del pavimento, que deberá conservarse uniformemente en las medidas estipuladas. Por consiguiente, será en la superficie del terreno consolidado o en las bases constituidas por antiguos pavimentos, donde se realicen todas las variaciones de nivel que corresponden a las pendientes longitudinales y transversales.

De acuerdo al proyecto urbanístico se determina el material que llevará la superficie de rodamiento así como las dimensiones de las calles, banquetas y zonas de servicios y el tipo de guarnición.

VI. APLICACION.

Para aplicar lo explicado en capítulos anteriores, - se escogió el fraccionamiento Jurica-Mesón, que es parte del - desarrollo que el Banco Nacional de México, a través de Desarrollos Jurica, S. A. de C. V. pretende establecer en Jurica, Querétaro.

Se localiza al noroeste de la Ciudad de Querétaro, - abarcando una superficie aproximada de 195 hectáreas, teniendo construída su infraestructura en un 50% y habitado en un 10% - aproximadamente.

El principal acceso al fraccionamiento es la Avenida San Isidro, la cual parte del poblado Jurica. Este camino es de terracería hasta la entrada al fraccionamiento, donde se - vuelve de adocreto. Existe otro acceso, que es por una des- - viación de la carretera federal Querétaro-San Luis Potosí, el cual, en parte tiene un riego de producto asfáltico en malas - condiciones, y en otras es de terracería.

Desde el punto de vista topográfico, la zona en estu - dio presenta pendientes fuertes, con sentido hacia el río Juri - ca y la Presa El Cajón.

Dentro de la infraestructura existente, el fracciona - miento cuenta con algunas calles de adocreto, red de drenaje,

red de agua potable, campo de golf, presa El Cajón (Lago Mayor) y Lago Menor, pero carece de un sistema adecuado para la evacuación del agua pluvial, así como del complemento de la infraestructura en zonas no construídas.

Antes de resolver el problema, se realizaron visitas de reconocimiento al sitio, de los cuales se detectó que, con respecto al agua potable, el fraccionamiento se abastece actualmente de un tanque de $4,000\text{m}^3$ de capacidad, alimentado por bombeo del pozo El Salto. La conducción es de asbesto-cemento de 30 cm. (12") de diámetro y la red del fraccionamiento está compuesta por tuberías de 30 cm. (12"), 15 cm. (6") y 10 cm. (4"), detectándose que la red tiene problemas de cargas mayores que las permisibles. Finalmente se dedujo del reconocimiento efectuado que falta por construir la red de agua potable de la mitad del fraccionamiento.

El drenaje sanitario del fraccionamiento es subterráneo, conduciéndose los gastos por medio de tubos de concreto de 25, 30, 38, 45, 60, 76 y 90 cm. de diámetro, así como por un cajón de concreto de 1.25 m. de lado.

El fraccionamiento está dividido en dos partes; la zona norte drena hacia una glorieta (Av. Juriquilla), de donde por un canal se envía al Río Jurica aguas arriba de la Presa. La zona sur descarga por medio del cajón de concreto al Río Jurica aguas abajo de la Presa.

Del recorrido, se dedujo la necesidad de proyectar - el drenaje sanitario en zonas aisladas que corresponden a un - 40% del fraccionamiento.

Por lo que respecta al drenaje pluvial, se encontraron coladeras de piso construídas, las cuales descargan a la red sanitaria. Una vez totalmente urbanizado el fraccionamiento, el gasto pluvial aumentará y provocará problemas de inundación, por lo que se recomendó proyectar un sistema adecuado de drenaje pluvial que descargue directamente a la presa El Cajón.

Aproximadamente un 20% de las vialidades cuentan con pavimento de adocreto, un 40% se tienen en etapa de terracerías y el 40% restante no están construídas.

De acuerdo al reconocimiento y a la información recopilada, se dedujo la necesidad de proyectar la rasante de sólo pequeñas calles aisladas.

VI. 1.- Agua Potable.

De acuerdo al tipo de clima de Jurica y a su superficie, se adoptó una dotación de 300 lts/hab/dfa.

Por lo que respecta a la densidad de población, se aceptaron las propuestas del proyecto arquitectónico, las cuales se presentan a continuación:

- a) Para lotes hasta de 1,000 m², 5 hab/lote.
- b) Para lotes entre 1,000 y 2,000 m², 6 hab/lote.
- c) Para lotes mayores de 2,000 m², 10 hab/lote.

Con la información anterior se espera que el fraccionamiento totalmente ocupado tenga una población de 4,785 habitantes.

Tomando en cuenta el nivel socioeconómico de la población y que los lotes son grandes, se valió el uso consuntivo del pasto con el objeto de determinar el gasto de riego de los jardines. Para ello se utilizó el criterio de Thorntwaite * para calcular el uso consuntivo y el de Prescott ** para la lluvia efectiva, deduciéndose un gasto unitario de riego de 0.56 lps/ha.

De acuerdo a lo ya mencionado, se tiene una población proyecto de 4,785 habitantes, una dotación de 300 lts/hab/día, lo que implica un gasto medio de agua potable de 16.61 lps.

Por otro lado, el Club de Golf requiere un gasto medio anual de 3.28 lps., por lo que el gasto medio del fraccio-

* Damaso F. Fernández Peña "Determinación del uso consuntivo en zona de riego" Tesis Profesional, F.I. UNAM. 1976.

** S A R H, Departamento de Canales "Proyecto de Zonas de Riego", 1971.

namiento será de 19.89 lps. Si se acepta un coeficiente de -
variación diaria de 1.2 y un coeficiente de variación horaria_
de 1.5 se deducen gastos máximos diario y horario de 23.87 y
35.81 lps. respectivamente.

Por otra parte, la superficie jardinada de lotes y -
áreas verdes, se adoptó de 23.15 hectáreas aproximadamente, lo
que implica un gasto de 12.96 lps., a éste gasto se le adicio-
nó el necesario para regar el Campo de Golf por medio de asper
sores (49.08 lps.), por lo que el gasto de riego resultó de -
62.04 lps.

Con lo anterior, se tienen los siguientes gastos de
diseño:

Gasto medio = 81.93 lps.

Gasto máximo diario = 85.91 lps.

Gasto máximo horario = 97.85 lps.

Estos gastos serán regularizados por el tanque El Sal
to, que además alimentará al Barrio Las Terrazas y al Centro -
Banamex, por lo que, para fines de revisión hidráulica, se de-
terminaron los gastos de éstos últimos sitios.

Sitio	Gasto medio Anual (lps)	Gasto máximo Diario (lps)	Gasto máximo Horario (lps)
Barrio Las Terrazas	18.61	22.34	33.51
Centro Banamex	22.97	27.56	41.35

Por lo anterior, el gasto de bombeo del pozo El Salto, deberá ser de 123.51 lps., y el gasto de diseño de la red del fraccionamiento Jurica-Mesón será de 48.77 lps. resultante de restarle a 97.85 lps. al gasto de riego del campo de Golf.

Con los datos anteriores y conocida la red de agua potable existente, se procedió a revisar hidráulicamente dicha red.

Del análisis se dedujo que la red existente tiene capacidad para alimentar a la zona, por lo que sólo deberán proyectarse aquellas zonas faltantes del servicio. Por otro lado, se detectaron cargas mayores que las permisibles por S.A.H.O.P. (50 m.), por lo que deberán instalarse válvulas reductoras de presión.

Una vez revisado lo anterior, se procedió a determinar la capacidad del tanque de regularización, para lo cual, en primer lugar se supuso un tiempo de bombeo de 20 horas, presentándose en las tablas VI. 1 y VI. 2 el cálculo de las demandas y del volumen de almacenamiento necesario para cubrir dicha demanda.

De dicho análisis se dedujo una capacidad de $1,000\text{m}^3$, volumen menor a los $4,000\text{m}^3$ que actualmente tiene el tanque de regularización existente.

TABLA VI. 1.

CALCULO DE LA DEMANDA

Horas	Variación Horaria	Gasto Máximo Diario (lts/seg)	Demanda por Red (lts/seg)	Demanda por Riego (lts/seg)	Demanda Total (lts/seg)
0- 1	0.45	73.77	33.20	62.04	95.24
1- 2	0.45	73.77	33.20	62.04	95.24
2- 3	0.45	73.77	33.20	62.04	95.24
3- 4	0.46	73.77	33.20	62.04	95.24
4- 5	0.45	73.77	33.20	62.04	95.24
5- 6	0.60	73.77	44.26	62.04	106.30
6- 7	0.90	73.77	66.39	62.04	128.43
7- 8	1.35	73.77	99.59	62.04	151.63
8- 9	1.50	73.77	100.66	62.04	172.70
9-10	1.50	73.77	100.66	62.04	172.70
10-11	1.50	73.77	110.66	62.04	172.70
11-12	1.40	73.77	103.28	62.04	165.32
12-13	1.20	73.77	88.53	62.04	150.57
13-14	1.40	73.77	103.28	62.04	155.32
14-15	1.40	73.77	103.28	62.04	165.32
15-16	1.30	73.77	95.90	62.04	157.94
16-17	1.30	73.77	95.90	62.04	157.44
17-18	1.20	73.77	88.53	62.04	150.57
18-19	1.00	73.77	73.77	62.04	135.81
19-20	1.00	73.77	73.77	62.04	135.81
20-21	0.90	73.77	66.39	62.04	128.43
21-22	0.90	73.77	66.39	62.04	128.43
22-23	0.80	73.77	59.02	62.04	121.06
23-24	0.60	73.77	44.26	62.04	106.30

TABLA VI. 2.

CALCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO A BASE DEL VOLUMEN REQUERIDO PARA CUBRIR LA DEMANDA, PARA UN TIEMPO DE BOMBEO DE 20 HORAS

Horas	Gasto de Bombeo (lts/seg)	Volumen de Entrada (m ³)	Demanda Total (lts/seg)	Volumen de Salida (m ³)	Diferencia	Diferencia Acumulada
0- 1	0.00	0.00	95.24	342.86	-342.86	-342.86
1- 2	0.00	0.00	95.24	342.86	-342.86	-685.72
2- 3	0.00	0.00	95.24	342.86	-342.86	-1028.58
3- 4	0.00	0.00	95.24	342.86	-342.86	-1371.44
4- 5	102.98	586.73	95.24	342.86	+243.87	-1127.57
5- 6	162.98	586.73	106.30	382.68	+204.05	-923.52
6- 7	162.98	586.73	128.43	462.35	+124.38	-799.14
7- 8	162.98	586.73	161.63	581.87	+ 4.86	-794.28
8- 9	162.98	586.73	172.70	621.72	- 34.99	-829.27
9-10	162.98	586.73	172.70	621.72	- 34.99	-864.26
10-11	162.98	586.73	172.70	621.72	- 34.99	-864.26
11-12	162.98	586.73	165.32	595.16	- 8.42	-907.67
12-13	162.98	586.73	150.57	542.05	+ 44.68	-862.99
13-14	162.98	586.73	165.32	595.15	- 8.42	-871.41
14-15	162.98	586.73	165.32	595.15	- 8.42	-879.83
15-16	162.98	586.73	157.94	568.58	+ 18.15	-861.68
16-17	162.98	586.73	157.94	568.58	+ 18.15	-843.53
17-18	162.98	586.73	150.57	542.05	+ 44.68	-798.85
18-19	162.98	586.73	135.81	488.92	+ 97.81	-701.04
19-20	162.98	586.73	135.81	488.92	+ 97.81	-603.23
20-21	162.98	586.73	128.43	462.35	+124.38	-478.85
21-22	162.98	586.73	128.43	462.35	+124.38	-354.47
22-23	162.98	586.73	121.06	435.82	+150.91	-204.05
23-24	162.98	586.73	106.30	382.68	+204.05	0.00
		<u>11,734.60</u>		<u>11,734.60</u>		

Capacidad del tanque = 1,371.44 m³.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se procedió a determinar la capacidad del tanque para diferentes tiempos de bombeo, por lo que a continuación se muestra, para tiempos de bombeo de 24, 20, 16, 12 y 10 horas el gasto de bombeo y la capacidad del tanque:

CAPACIDAD DEL TANQUE PARA DIFERENTES TIEMPOS DE BOMBEO

Tiempo de bombeo (horas)	Gasto de bombeo (lps)	Capacidad del tanque (m ³)
24	135.81	1,075.56
20	162.97	1,371.44
16	203.71	2,915.18
12	271.62	4,791.30
10	325.94	5,821.96

Por lo anterior, para el tanque existente, se requiere un tiempo de bombeo de 16 horas, con un gasto a bombear de 203.72 lps.

Si por condiciones geohidrológicas no es posible extraer este caudal, podrá aumentarse el tiempo de bombeo, implicando una disminución del gasto y también contar con un volumen no utilizado del tanque.

Una vez realizada la revisión hidráulica del conjunto, se procedió a diseñar geométricamente las zonas faltantes del servicio, para lo cual se aplicó el método de Hardy Cross para el diseño de diámetros, determinándose la pérdida de carga por medio de la fórmula de Hazen Williams.

A continuación se describen los sistemas en los que se dividió el diseño hidráulico del fraccionamiento:

Línea de alimentación.

Esta línea de alimentación parte del tanque de --- 4,000 m³. existente, realizándose el cálculo para tres hipótesis a saber: a tanque vacío, a tanque lleno y a tanque en condiciones normales. En la tabla VI. 3., se presentan los cálculos de las tres hipótesis, tomándose para diseño del fraccionamiento la condición a tanque lleno.

Por otro lado de la línea de alimentación existente proveniente del tanque El Salto, se alimenta el Barrio Las -- Terrazas, el Sistema I y el campo de Golf del fraccionamiento Jurica-Mesón, así como el Centro Banamex. Esta línea es de asbesto-cemento con diámetro interior de 300 mm. (12") y tiene una longitud de 2,699 metros entre el crucero I y la entrada al Barrio Las Terrazas. Ver tabla VI. 4.

TABLAS VI. 3.

LINEA DE ALIMENTACION TANQUE EL SALTO

Tanque Vacío.

Tramo	Longitud Metros	Diam (MM)	Gasto (Lps)	Cota Piezomé trica	Cota Terreno	Carga Dispo nible
1	344.00	305	172.71	958.18	938.70	19.48
2	222.00	305	172.71	955.01	928.70	26.31
3	384.00	305	172.71	949.51	908.70	40.81
4	294.00	305	172.71	945.31	899.24	46.07

Tanque Lleno.

Tramo	Longitud Metros	Diam (MM)	Gasto (Lps)	Cota Piezomé trica	Cota Terreno	Carga Dispo nible
1	344.00	305	172.71	960.25	938.70	21.55
2	222.00	305	172.71	957.08	928.70	28.38
3	384.00	305	172.71	951.58	908.70	42.88
4	294.00	305	172.71	947.38	899.24	48.14

Tanque en Condiciones Normales.

Tramo	Longitud Metros	Diam (MM)	Gasto (Lps)	Cota Piezomé trica	Cota Terreno	Carga Dispo nible
1	344.00	305	172.71	962.32	938.70	23.62
2	222.00	305	172.71	959.12	928.70	30.42
3	384.00	305	172.71	953.62	908.70	44.92
4	294.00	305	172.71	949.42	899.24	50.18

TABLA VI. 4.

LINEA DE ALIMENTACION AL SISTEMA 1.

Tramo	Longitud Metros	Diam (MM)	Gasto (Lps)	Cota Piezomé trica	Cota Terreno	Carga Dispo nible
1	401.00	305	130.49	946.01	880.88	65.10
2	140.00	305	055.63	945.76	882.90	62.88
3	830.00	305	039.51	945.23	868.20	77.08
4	7328.00	305	033.51	944.32	879.20	65.12

Revisión de la red general.

Como se mencionó, en la red existente se presentan cargas superiores a los 50 mca., lo que implica la necesidad de instalar estructuras que reduzcan la presión en la red. Para ello y después de analizar varias estructuras, se seleccionó la instalación de válvulas reductoras de presión en puntos estratégicos, que dividieron la red del fraccionamiento en sistemas donde se contemplan rangos de carga disponibles entre 15 y 50 mca., que son los valores mínimo y máximo aceptado por la S.A.H.O.P.

División de sistemas.

Tomando en cuenta lo anterior, y después de analizar varias propuestas de localización de válvulas reductoras de presión, se seleccionó la siguiente:

Se instalan dos válvulas reductoras de presión, cada una de las cuales controla una parte de la red del fraccionamiento. La válvula I se localizó en el crucero 1 de la red y controla los Sistemas II, III, IV y V de la red que corresponden a las zonas Juriquilla, Tlacote, Hacienda Oeste, San Isidro, Hacienda Este y Del Lago. (Ver figura 6.1).

SIMBOLOGIA

- Circuito I
- Tromo (1)
- Ramal R-1
- Nudo de Ramal [X]

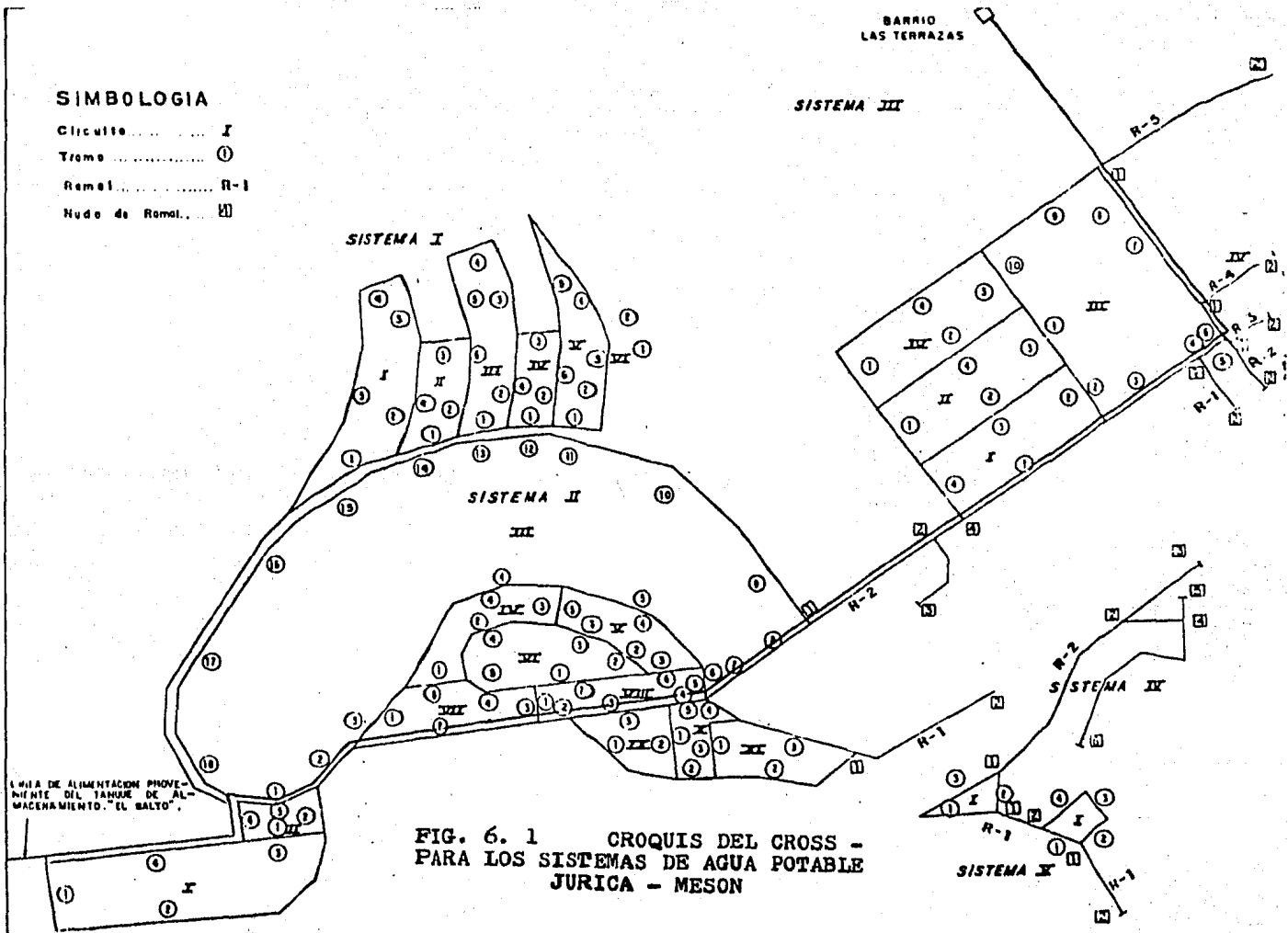


FIG. 6.1 CROQUIS DEL CROSS - PARA LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE JURICA - MESON

La válvula II se localizó al final de la línea de alimentación al Sistema I, controlando a este sistema que corresponde a la zona Mesón del Prado y al campo de Golf. (Ver figura 1).

Cálculo hidráulico de la zona de influencia de la válvula reductora de presión I.

En esta zona se incluye, como se mencionó, aproximadamente el 90% de la superficie del fraccionamiento, lo que implica la necesidad de dividir el cálculo hidráulico tomando en cuenta el sistema en donde se tuvieran cargas mayores que 50 mca.

a) El Sistema II.- Este sistema se formó con 11 circuitos cerrados, como se muestra en la figura 1. Dentro de este sistema, se encuentra la alimentación proveniente del tanque existente de $4,000 \text{ m}^3$., detectándose una diferencia de presiones de 35.18 mca., con la cual se diseñó la válvula reductora de presión. Ver tabla VI. 5.

b) El Sistema III.- Tomando como base el cálculo hidráulico del Sistema II, se tiene en el punto de conexión del Sistema II con el Sistema III, una cota piezométrica de 107.75 m. con una carga disponible de 38.45 mca., valor inicial para el cálculo del Sistema III. (Tabla VI. 6).

TABLA VI. 5.

CALCULO PARA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

Circuito	Circ. Común	Tramo	Longitud (Metros)	Diámetro (MM)	Gasto (Lps)	Pérdida de Carga (M)	Cota Piezo-métrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1		1	114.00	102	- 4.64	-0.424	114.24	99.24	15.00
1		2	534.00	102	- 4.55	-1.916	113.82	88.39	25.43
1	2	3	118.00	102	3.22	0.22	111.90	79.40	32.50
1		4	345.00	203	37.62	2.116	112.12	81.73	30.39
						0.00			
2	1	1	118.00	102	- 3.22	-0.22	112.12	81.73	30.39
2		2	76.00	102	- 5.22	-0.352	111.90	79.40	32.50
2	3	3	122.00	203	23.18	0.31	111.55	78.88	32.67
2		4	56.00	203	33.02	0.27	111.85	80.88	30.97
						0.00			
3	2	1	122.00	203	-23.18	-0.31	111.85	88.88	30.37
3		2	84.00	203	-27.58	-0.29	111.55	78.88	32.67
3	7	3	122.00	102	- 5.62	-0.65	111.26	76.94	34.32
3	4	4	380.00	102	- 2.25	-0.37	110.61	70.15	40.46
3	5	5	200.00	102	- 1.02	-0.05	110.24	75.42	34.82
3	8	6	50.00	102	- 2.64	-0.07	110.20	70.10	40.10
3		7	102.00	203	-16.51	-0.136	110.13	67.83	42.30
3		8	86.00	203	-16.38	-0.113	109.99	69.87	40.12
3		9	196.00	152	3.78	0.069	109.88	69.92	39.96
3		10	270.00	152	6.34	0.249	109.95	78.76	31.19
3		11	70.00	152	7.48	0.088	110.20	83.99	26.21
3		12	74.00	152	7.71	0.098	110.29	84.16	26.13
3		13	84.00	152	7.96	0.118	110.39	84.31	26.08
3		14	86.00	152	8.22	0.128	110.50	85.09	25.41
3		15	190.00	152	8.75	0.318	110.63	87.41	23.22
3		16	126.00	152	9.08	0.226	110.95	86.34	24.61
3		17	302.00	152	9.62	0.603	111.18	83.14	28.04
3		18	140.00	203	9.78	0.071	111.78	82.90	28.88
						0.00			

Continúa TABLA VI. 5. ..

Circuito	Circ. Común	Tramo	Longitud (Metros)	Diámetro (MM)	Gasto (Lps)	Pérdida de Carga (M)	Cota Pie-zométrica	Cota terreno	Carga Disponible
4	7	1	100.00	102	- 3.05	-0.17	110.61	70.15	40.46
4	6	2	248.00	102	- 1.97	-0.19	110.44	75.66	34.78
4	3	3	60.00	102	- 0.98	-0.01	110.25	74.06	36.19
4	3	4	380.00	102	2.25	0.37	110.24	75.42	34.82
						0.00			
5	6	1	64.00	102	- 0.03	-0.00	110.25	74.06	36.19
5	6	2	64.00	102	0.60	0.01	110.25	73.12	37.13
5	6	3	64.00	102	- 1.62	-0.03	110.26	72.17	38.09
5	4	4	64.00	102	1.02	0.01	110.22	70.10	40.12
5	4	5	64.00	102	0.98	0.01	110.24	75.42	34.82
						0.00			
6	8	1	166.00	102	- 2.37	-0.18	110.43	74.14	36.29
6	5	2	64.00	102	- 0.60	-0.01	110.26	72.17	38.09
6	5	3	64.00	102	0.03	0.00	110.25	73.12	37.13
6	4	4	248.00	102	1.97	0.19	110.25	74.06	36.19
6	7	5	120.00	102	- 0.57	-0.01	110.44	75.66	34.78
						0.00			
7	3	1	122.00	102	5.62	0.65	110.62	70.15	40.47
7		2	342.00	203	-21.72	-0.759	111.26	76.94	34.32
7	8	3	64.00	102	- 2.43	-0.07	110.50	73.13	37.37
7	6	4	120.00	102	0.57	0.01	110.43	74.14	36.29
7	4	5	100.00	102	3.05	0.17	110.44	75.66	34.78
						0.00			
8	7	1	64.00	102	2.43	0.07	110.43	74.14	36.29
8		2	52.00	203	-18.29	-0.084	110.51	73.13	37.38
8	9	3	152.00	203	-15.81	-0.19	110.42	72.81	37.61
8	10	4	78.00	203	-14.61	-0.08	110.23	70.15	40.08
8	3	5	50.00	102	2.64	0.07	110.15	67.83	42.32
8	5	6	70.00	102	1.62	0.04	110.22	70.10	40.12

Continúa TABLA VI. 5. ...

Circui- to	Circ. Común	Tramo	Longitud (Metros)	Diámetro (MM)	Gasto (Lps)	Pérdida de Carga (M)	Cota Pie- zométrica	Cota terreno	Carga Dis- ponible
8	6	7	166.00	102	2.37	0.18 0.00	110.25	72.17	38.08
9		1	198.00	102	- 2.26	-0.194	110.42	72.81	37.61
9	10	2	114.00	102	0.49	0.01	110.23	67.49	42.74
9	8	3	152.00	203	15.81	0.19 0.00	110.23	70.15	40.08
10	9	1	144.00	102	- 0.49	-0.01	110.23	70.15	40.08
10		2	74.00	102	- 2.10	-0.064	110.23	67.49	42.74
10	11	3	122.00	102	- 0.77	-0.02	110.16	66.91	43.25
10		4	38.00	102	0.62	0.003	110.15	66.55	43.60
10	8	5	78.00	203	14.61	0.08 0.00	110.15	67.83	42.32
11	10	1	122.00	102	0.77	0.02	110.15	66.55	43.60
11		2	240.00	102	- 1.16	-0.069	110.16	66.91	43.25
11		3	208.00	102	1.08	0.052 0.00	110.09	65.35	44.74

Continúa TABLA VI. 5.

RAMAL 2

Tramo	Longitud Metros	Diam (MM)	Gasto (Lps)	C o t a Piezométrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1	70.00	182	5.90	107.98	70.00	37.42
2	32.67	100	5.89	7.51	70.59	38.42
3	42.00	152	147.1	107.75	69.30	38.45

RAMAL 1

Tramo	Longitud Metros	Diam (MM)	Gasto (Lps)	C o t a Piezométrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1	44.00	102	0.75	110.09	63.88	46.21
2	220.00	102	0.66	110.07	59.82	50.25

TABLA VI. 6.

Circuito	Circ. Común	Tramo	Longitud (Metros)	Diámetro (MM)	Gasto (Lps)	Pérdida de Carga (M)	Cota Pie-zométrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1 1 1 1	3	1	274.00	152	- 7.56	-0.350	107-75	73.66	34.09
		2	114.00	102	2.06	0.09	107-40	69.30	38.10
		3	274.00	102	1.57	0.14	107-50	66.30	41.20
		4	114.00	152	6.64	0.115	107-63	70.54	37.09
2 2 2 2	1	1	114.00	152	5.85	0.090	107-54	79.81	27.73
		2	274.00	102	- 1.57	-0.14	107-63	73.66	33.97
		3	114.00	102	- 1.65	-0.06	107-50	70.54	36.96
		4	274.00	102	1.35	0.10	107-43	74.71	32.72
3 3 3 3 3 3 3 3 3 3	2	1	114.00	102	1.65	0.06	107-43	74.71	32.72
		2	114.00	102	1.33	0.04	107-50	70.54	36.96
		3	168.00	152	- 5.78	-0.131	107-54	66.30	41.24
		4	62.00	152	- 5.62	-0.046	107-41	65.17	42.24
		5	0.00	152	- 5.33	-0.00	107-36	67.53	39.83
		6	80.00	152	- 5.01	-0.048	107-36	67.53	39.83
		7	168.00	152	- 3.52	-0.052	107-31	65.71	41.60
		8	96.00	152	- 3.07	-0.023	107-26	75.34	31.92
		9	226.00	152	4.72	0.121	107-24	79.20	28.04
		10	114.00	102	1.76	0.07	107-36	78.96	28.40
4 4 4 4	2	1	114.00	152	4.36	0.053	107-48	86.28	21.20
		2	274.00	102	- 1.35	-0.10	107-54	79.81	27.73
		3	114.00	102	- 1.76	-0.07	107-43	74.71	32.72
		4	274.00	152	4.23	0.120	107-36	78.96	28.40
						0.00			

c) Los Sistemas IV. y V.

La alimentación del Sistema IV es el ramal 5 del Sistema III, determinándose de acuerdo al cálculo presentado en la tabla VI. 5, una cota piezométrica en el nudo 2, de 106.68 mca y una carga disponible de 23.41 mca. A partir de éste se inició el cálculo hidráulico, presentándose en la tabla VI. 7 los resultados.

Por otro lado, el Sistema V es alimentado por el ramal I del Sistema IV, punto donde se tiene una cota piezométrica de 113.82 metros y una carga disponible de 41.77 mca. En la tabla VI. 8 se muestran los resultados.

Cálculo hidráulico de la zona de influencia de la válvula rompedora de presión II.

Como ya se mencionó, la zona comprende el Sistema I y la red de aspersores del campo de Golf y su cálculo hidráulico se llevó a cabo de la siguiente manera:

Se aceptó que el Sistema I tuviera la carga mínima, con ésta condición, se determinó la cota piezométrica en el crucero 5 de este sistema, resultando un valor de 133.62 metros, lo que implica una carga disponible de 50.72 mca, valor que tiene una diferencia de 27.52 mca con respecto a la carga

TABLA VI. 7.

Circuito	Circ. Común	Tramo	Longitud (Metros)	Diametro (MM)	Gasto (Lps)	Pérdida de Carga (M)	Cota Piezométrica	Cota Terreno	Carga disponible
1		1	130.0	102	- 1.35	-0.049	106.68	83.27	23.41
1		2	60.00	102	0.26	0.001	106.63	83.27	23.36
1		3	150.00	152	3.58	0.048	106.63	83.27	23.36
						-0.00			

RAMAL 1

Tramo	Longitud (Metros)	Diam (MM)	Gasto (Lps)	Cota Piezométrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1	42.00	102	1.29	106.62	72.10	34.52

RAMAL 2

Tramo	Longitud (Metros)	Diam (MM)	Gasto (Lps)	Cota Piezométrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1	322.00	152	2.94	106.56	81.46	25.10
2	130.00	152	0.34	106.56	84.19	22.37
3	82.00	102	1.22	106.53	78.84	27.69
4	30.00	102	0.07	106.53	80.63	25.90
5	68.00	102	1.02	106.52	75.91	30.61
6	232.00	102	0.78	106.49	69.64	36.85

Continúa TABLA VI. 7. ..

CALCULO RED DE DISTRIBUCION AGUA POTABLE

RAMAL	Tramo	Longitud (Metros)	Diam (MM)	Gasto (Lps)	Cota Piezo - métrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1	1	72.00	102	0.16	107.41	63.64	43.77
2	1	68.00	102	0.29	107.36	62.48	44.88
3	1	132.00	102	0.32	107.36	62.54	44.82
4	1	316.00	102	1.29	107.20	64.21	42.99
5	1	508.00	152	6.96	106.68	83.27	23.41

TABLA VI. 8.

CALCULO RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

Circuito	Circ. Común	Tramo	Longitud (Metros)	Diámetro (MM)	Gasto (Lps)	Pérdida de Carga (M)	Cota Piezométrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1		1	86.00	102	-0.62	-0.008	106.62	72.10	34.52
1		2	46.00	102	0.22	0.001	106.61	72.10	34.51
1		3	52.00	102	0.25	0.001	106.61	72.10	34.51
1		4	110.00	102	0.51	0.007	106.61	72.10	34.51
						0.00			

RAMAL 1

Tramo	Longitud (Metros)	Diam (MM)	Gasto (Lps)	Cota Piezo - métrica	Cota Terreno	Carga Disponible
1	142.00	102	0.64	106.60	71.74	34.86

dada por la línea de alimentación, por lo que se propuso una válvula reductora de presión en dicho punto. En la tabla VI.9 se presenta el cálculo de este sistema.

VI. 2.- Drenaje sanitario.

De acuerdo al reconocimiento efectuado, se observó - que el drenaje del fraccionamiento considera dos descargas al Río Jurica; uno denominado Colector que consiste en un cajón de concreto cuadrado de 1.25 m. de lado con una pendiente de - 1.5 milésimas que descarga aguas abajo de la presa y que tiene una capacidad de 2,600 lps. El área que drenará este colector es de 55 ha., que incluyen aproximadamente 500 lotes y cuyos gastos pluvial y sanitario son de 760 y 7 lps., lo que implica un gasto total de 767 lps., menor que la capacidad del colector.

La otra descarga, es el llamado colector 2 que está construido hasta la glorieta de la Avenida Juriquilla y tiene un diámetro de 90 cms. Este colector drena toda la zona del Desarrollo que se encuentra al norte de la Hacienda Juriquilla y que corresponde a una superficie aproximada de 900 ha., que incluyen 36,000 lotes de acuerdo al Plan Maestro; además de - una corriente natural que aporta un caudal de 3,100 lps., que implica la necesidad de construir el resto del colector 2 con un diámetro de 1.07 m.

TABLA VI. 9.

CALCULO PARA LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

Cir- cuito	Cir- Comun	Tramo	Longi- tud (Me- tros)	Diáme- tro (MM)	Gasto (Lps)	Pérdi- da de Carga (M)	Cota Piezo- métr- ica	Cota Terre- no	Carga Dispo- nible
1		1	140.00	102	-3.78	-0.356	130.14	86.34	43.80
1	2	2	190.00	102	-3.12	-0.34	129.78	87.41	42.37
1		3	106.00	102	1.97	0.081	129.44	102.92	26.52
1		4	100.00	102	2.12	0.088	129.52	110.42	19.10
1		5	346.00	102	2.86	0.527	129.61	114.61	15.00
						0.00			
2		1	86.00	102	-2.65	-0.114	129.49	87.41	42.08
2	3	2	176.00	102	-0.16	-0.00	129.38	85.04	44.34
2		3	72.00	102	2.16	0.065	129.38	93.82	35.56
2	1	4	190.00	102	1.12	0.05	129.44	102.92	26.52
						0.00			
3		1	84.00	102	-2.49	-0.099	129.38	85.04	44.34
3	4	2	164.00	102	-0.96	-0.03	129.28	84.31	44.97
3		3	158.00	102	0.99	0.034	229.95	87.68	41.57
3		4	72.00	102	1.14	0.020	129.28	96.89	32.39
3		5	140.00	102	1.65	0.077	129.30	106.49	22.81
3	2	6	176.00	102	0.16	0.00	129.38	93.82	35.56
						0.00			
4		1	74.00	102	-1.53	-0.035	129.28	84.31	44.97
4	5	2	160.00	102	-0.52	-0.01	129.25	84.16	45.09
4		3	72.00	102	0.90	0.013	129.23	85.90	43.33
4	3	4	164.00	102	0.96	0.03	129.25	87.68	41.57
						0.00			
5		1	70.00	102	-1.01	-0.015	129.25	84.16	45.09
5		2	122.00	102	-1.01	-0.027	129.23	83.99	45.24
5	6	3	30.00	102	-0.27	-0.00	129.20	89.26	39.94
5		4	228.00	102	0.35	0.007	129.20	80.49	38.71
5		5	178.00	102	0.80	0.026	129.21	80.15	39.06
5	4	6	160.00	102	0.52	0.01	129.23	85.90	43.33
						0.00			
6		1	98.00	102	-0.14	-0.001	129.20	80.49	38.71
6	5	2	39.00	102	0.27	0.00	129.20	89.26	39.94
						0.00			

Tomando en cuenta la necesidad planteada por Desarrollo Jurica de separar los escurrimientos, descargando el agua pluvial al Río Jurica y el drenaje sanitario a una planta de tratamiento para posteriormente conducirla al Río Jurica, se deduce de la revisión efectuada que el colector 1 tiene capacidad para conducir las aguas negras de todo el Desarrollo; para el drenaje pluvial será necesario construir una red que colectione el agua, la conduzca y descargue en el Río Jurica o en la presa El Cajón.

Por otro lado, del reconocimiento efectuado y de la información recopilada, se detectó la necesidad de proyectar el drenaje sanitario en las zonas Mesón del Prado, Tlacote, Hacienda Oeste y San Isidro, así como el colector 2 que bordeará a la Presa y se unirá en una planta de tratamiento al colector 1 existente. Las zonas quedaron de la siguiente manera:

- | | |
|--------------------|-----------------|
| a) Mesón del Prado | (4,553 lotes). |
| b) Tlacote | (12,974 lotes). |
| c) Hacienda Oeste | (57 lotes). |
| d) San Isidro | (70 lotes). |

Se ejecutó el proyecto de drenaje de aguas negras de estas 4 zonas, así como el proyecto del colector principal que va por Av. Juriquilla y que drena 14,617 lotes, llegando hasta la glorieta de Av. Juriquilla, donde nace el colector 2, que drena 15,379 lotes y que bordea la Presa El Cajón, por el Ejido del Nabo, hasta llegar a la cortina para descargar a una planta de tratamiento.

De cada una de estas zonas, así como de los colectores principal y número 2, se presentan en las tablas, de la VI. 10 a la VI. 15, sus cálculos, así como en el plano correspondiente al proyecto ejecutivo.

VI. 3.- Drenaje Pluvial.

Como apoyo para el proyecto de drenaje pluvial del fraccionamiento, se realizó el estudio hidrológico. Para poder realizarlo, se recopiló el plano de estaciones climatológicas de la zona en estudio, así como los datos de lluvias máximas en 24 horas de las estaciones El Pueblito, Querétaro y Celaya; las dos primeras instaladas en el estado de Querétaro y la última en el estado de Guanajuato. De estas estaciones, El Pueblito y Celaya son pluviógrafos y Querétaro es pluviómetro. En la figura 6.1A, se presenta la localización de estaciones y en las figuras 6. 2 y 6. 3, las curvas masa recopiladas de las estaciones Celaya y Pueblito respectivamente.

Como los pluviógrafos no tienen influencia en la zona en estudio, se procedió a determinar la curva i-d-T en cada uno de ellos y transportarla a la zona por medio de un análisis de precipitación máxima en 24 horas.

En las tablas VI. 16, VI. 17 y VI. 18 se presenta el análisis efectuado para las estaciones Celaya, El Pueblito y -

FIG. 6.1A. LOCALIZACION DE ESTACIONES

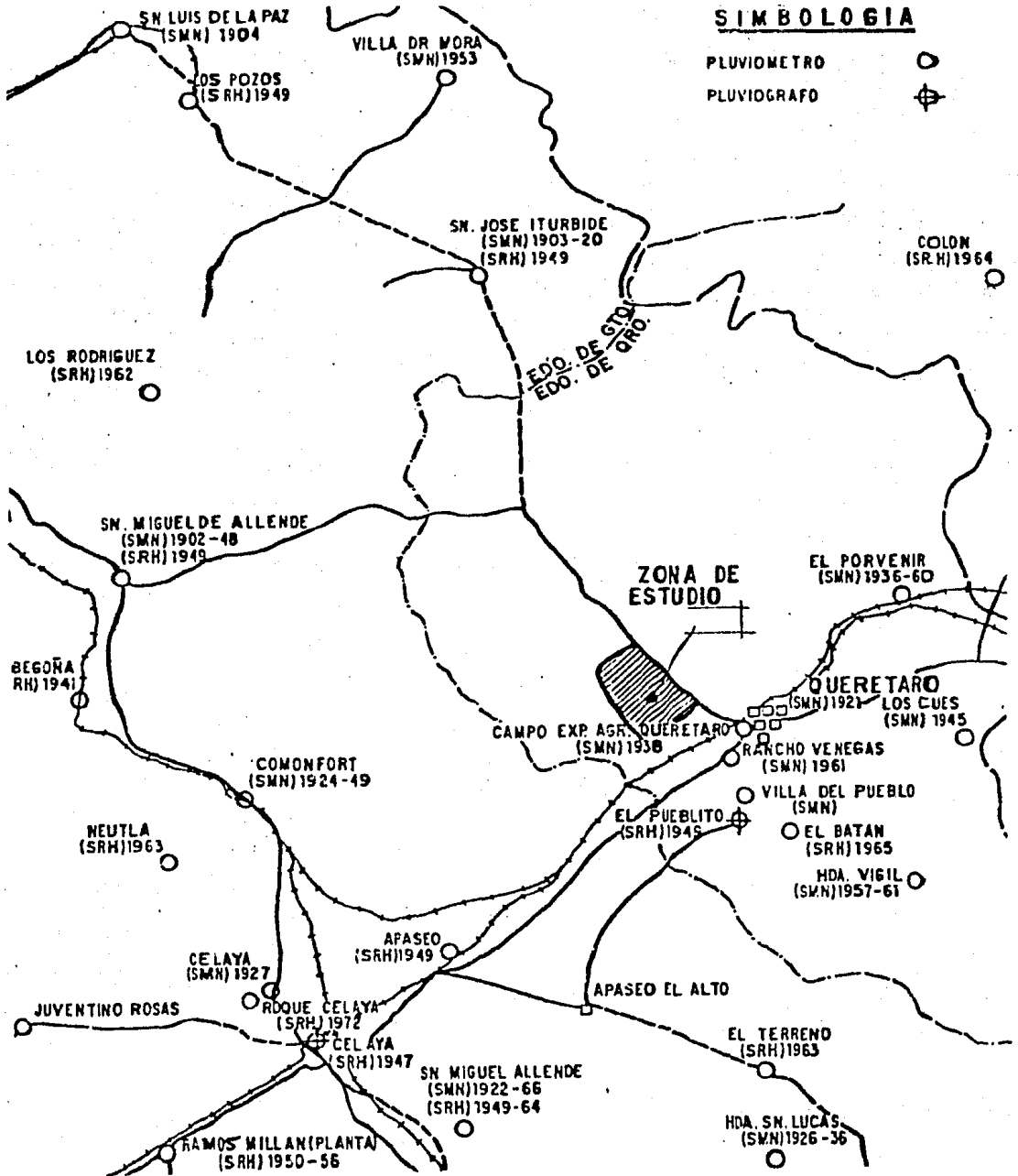


FIG. 6. 2 CURVAS MASA ESTACION CELAYA, GUANAJUATO

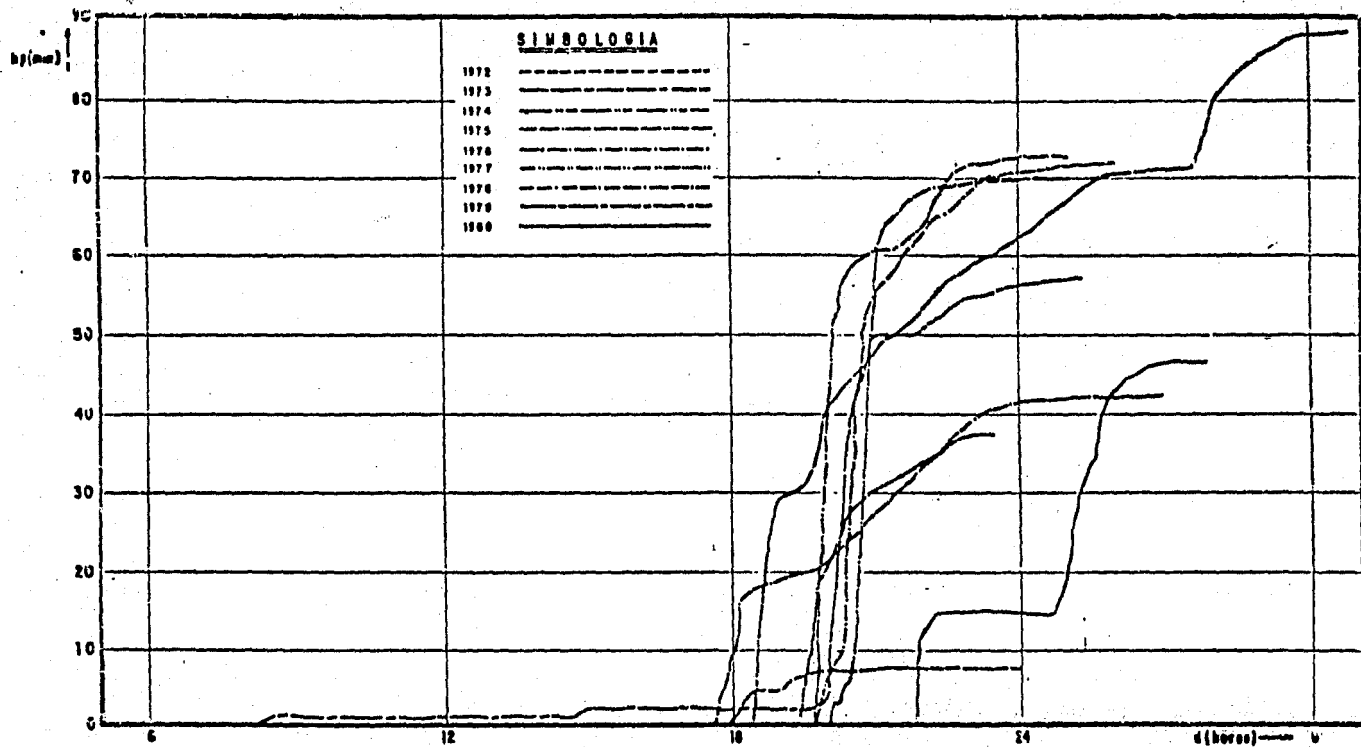


FIG. 6. 3 CURVAS MASA ESTACION EL PUEBLITO, QUERETARO

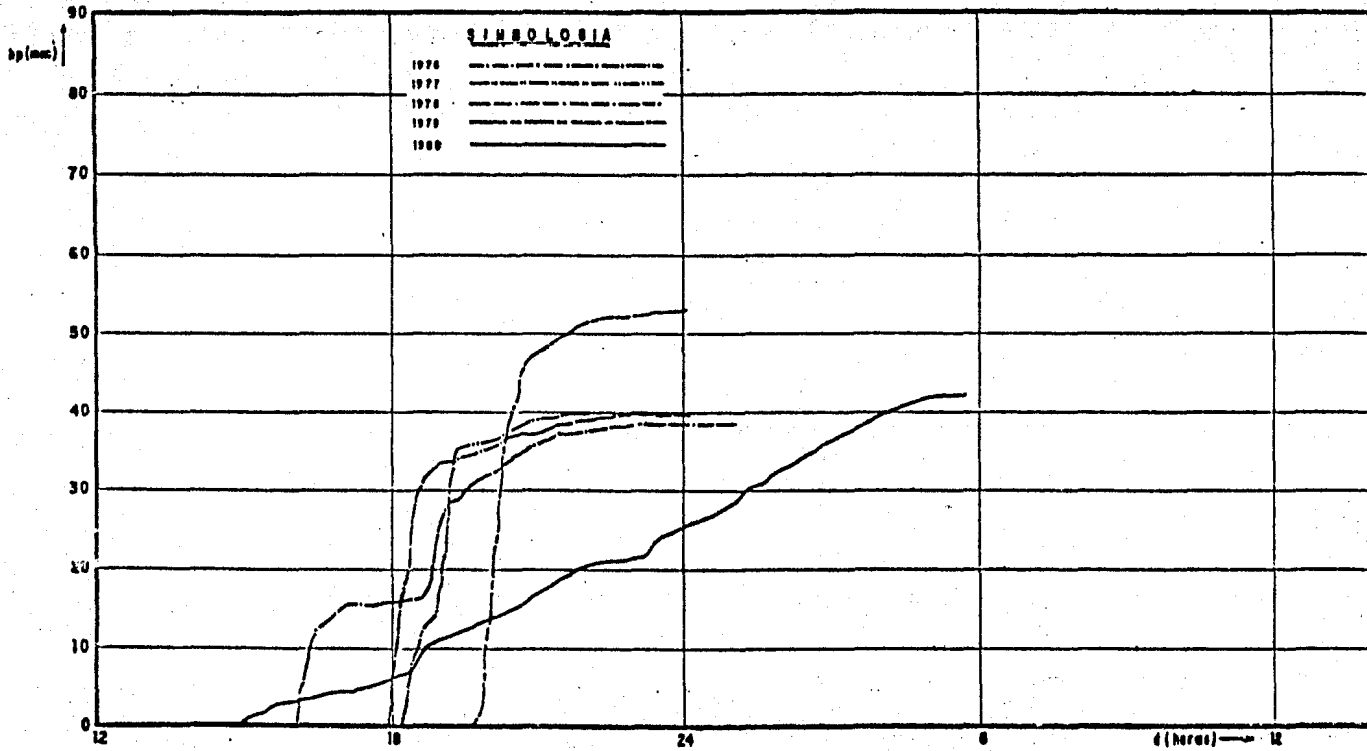


TABLA VI. 10 CALCULO DEL DRENAJE DE AGUAS NEGRAS.

Zona Mesón del Prado

TRAMO	LONG. (m)	LOTE	LOTE ACUMULADO	GASTO MEDIO	GASTO MAXIMO	DIAMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	COTAS m/seg.	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE EXCAVACION.
						plg.	cm.						
40		1517									114.61	113.61	1.00
40-41	92	6	1523	21.17	65.02	8	20	2.51	58	78.99	109.27	108.27	1.00
41-42	92	7	1530	21.27	65.27	8	20	2.58	61	81.01	103.65	102.66	0.99
42-43	92	3	1533	21.31	65.38	8	20	3.11	89	97.85	95.45	94.47	0.98
43-44	92	1	1534	21.32	65.42	8	20	3.03	99	95.06	86.34	85.36	0.98
45											110.42	109.42	1.00
45-46	56	6	6	0.08	0.36	8	20	5.06	86	96.18	105.60	104.60	1.00
46-47	56	6	12	0.17	0.72	8	20	2.29	48	71.86	102.92	101.92	1.00
												101.77	1.15
47-48	96	12	24	0.33	1.41	8	20	3.25	97	102.15	93.47	92.46	1.01
48-49	96	8	32	0.44	1.86	8	20	2.62	63	82.32	87.41	86.41	1.00
50											106.49	105.49	1.00
50-51	66	8	8	0.11	0.48	8	20	3.27	98	102.68	100.01	99.02	0.99
51-52	66	7	15	0.21	0.89	8	20	3.20	94	100.56	93.82	92.82	1.00
52-53	88	10	28	0.39	1.63	8	20	2.45	55	76.92	88.97	87.98	0.99
53-54	88	7	35	0.49	2.03	8	20	2.19	44	68.80	85.09	84.11	0.98
47											102.92	101.92	1.00
47-52	70	3	3	0.04	0.18	8	20	3.76	130	18.26	93.82	92.82	1.00
55											96.89	95.89	1.00
55-56	76	9	9	0.13	0.54	8	20	2.54	59	79.67	92.41	91.41	1.00
56-57	76	9	18	0.25	1.06	8	20	2.62	63	82.32	87.68	86.62	1.06
												86.53	1.15
57-58	84	8	26	0.36	1.52	8	20	1.62	24	50.81	85.54	84.51	1.03
58-59	84	7	33	0.46	1.92	8	20	1.28	15	40.17	84.31	83.25	1.06
57											87.68	86.65	1.03
57-62	70	4	4	0.06	0.24	8	20	1.65	25	51.86	85.90	84.90	1.00
60			2849	39.60	110.92						90.15	88.87	1.28
60-61	70	4	2853	39.66	111.05	15	38	2.68	28	306.07	88.14	86.91	1.23
												86.04	2.10
61-62	105	24	2877	39.99	111.83	15	38	1.83	13	208.55	85.90	84.68	1.23
62-63	85	14	2891	40.18	111.29	15	38	1.60	10	182.91	84.99	83.83	1.16

Continúa ...

TABLA VI. 10

CALCULO DEL DRENAJE DE AGUAS NEGRAS.

Zona Mesón del Prado

TRAMO	LONG. (m)	LOTE	LOTE ACUMULADO	GASTO MEDIO	GASTO MAXIMO	DIAMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	Q. rest lit/seg.	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE EXCAVACION.
						plg.	cm.						
63											84.99	83.83	1.16
63-64	85	7	2898	40.28	112.52	15	38	1.60	10	182.91	84.16	82.98	1.16
67											90.19	89.17	1.02
67-66	110	10	10	0.14	0.60	8	20	1.77	28	57.26	86.89	86.09	0.80
65											90.15	89.09	1.06
65-66	75	5	5	0.07	0.30	8	20	2.11	40	68.43	86.89	86.09	0.80
66-61	25	1	16	0.22	0.95	8	20	0.47	2	15.30	88.14	86.04	2.10
67											90.19	89.19	1.00
67-68	78	7	7	0.10	0.42	8	20	1.89	32	61.21	87.61	86.69	0.92
68-69	62	7	19	0.26	1.12	8	20	1.97	35	64.01	85.58	84.52	1.06
69-70	62	3	21	0.29	1.24	8	20	1.67	25	54.10	83.99	82.97	1.02
71											90.71	89.65	1.06
71-72	30	3	3	0.04	0.18	8	20	0.94	8	30.60	90.36	89.41	0.95
72-68	34	2	5	0.07	0.30	8	20	2.98	80	96.78	87.61	86.69	0.92

TABLA VI. 11

CALCULO DEL DRENAJE DE AGUAS NEGRAS.

Zona Tlacote

TRAMO	LONG. (m)	LOTE	LOTE ACUMULADO	GASTO MEDIQ	GASTO MAXIMO	DIAMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	Direct. lit/seg.	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE EXCAVACION.
						plg.	cm.						
150											88.39	87.39	1.00
150-151	93	8	8	0.11	0.48	8	20	1.55	22	48.65	86.36	85.34	1.02
151-152	93	8	16	0.22	0.95	8	20	1.32	16	41.49	84.88	83.86	1.02
152-153	93	12	28	0.39	1.63	8	20	1.24	14	38.81	83.58	82.55	1.03
153-154	93	8	36	0.50	2.08	8	20	1.40	18	44.00	81.89	80.88	1.01
154-155	50	4	40	0.56	2.31	8	20	1.48	20	46.38	80.91	79.88	1.03
155-156	50	3	43	0.60	2.47	8	20	1.36	17	42.76	80.05	79.03	1.02
156-B	60	4	47	0.65	2.69	8	20	1.09	11	34.40	79.40	78.37	1.03

TABLA VI. 12

CALCULO DEL DRENAJE DE AGUAS NEGRAS.

Zona Hacienda Oeste

TRAMO	LONG. (m)	LOTE	LOTE ACUMULADO	GASTO MEDIO	GASTO MAXIMO	DIAMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	Q. real lts/seg.	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE EXCAVACION.
						plg.	cm.						
160											69.68	68.56	1.12
160-161	60	6	6	0.08	0.36	8	20	1.42	18	45.19	68.53	67.48	1.05
161-162	60	5	11	0.15	0.66	8	20	1.29	15	41.91	67.56	66.58	0.98
162-164	50	5	16	0.22	0.95	8	20	0.58	3	18.74	67.49	66.43	1.06
163											69.06	68.05	1.01
163-164	90	9	9	0.13	0.54	8	20	1.42	18	45.91	67.49	66.43	
164-166	70	5	30	0.42	1.75	8	20	0.94	8	30.60	66.91	65.87	1.07
165											67.99	66.95	1.04
165-166	90	8	8	0.11	0.48	8	20	1.16	12	37.48	66.91	65.87	1.04
166											66.91	65.84	1.07
166-167	85	8	46	0.64	2.64	8	20	1.25	14	40.49	65.65	64.65	1.00
167-168	82	7	53	0.74	3.02	8	20	0.47	2	15.30	65.49	64.49	1.00
168-302	70	4	57	0.79	3.24	8	20	0.58	3	18.74	65.28	64.28	1.00

TABLA VI. 13

CALCULO DEL DRENAJE DE AGUAS NEGRAS.

San Isidro

TRAMO	LONG. (m)	LOTE	LOTE ACUMULADO	GASTO MEDIO	GASTO MAXIMO	DIÁMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	Q. real lit/seg.	COTÁ TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE ENCAVACION.
						plg.	cm.						
110											83.44	82.44	1.00
110-111	90	9	9	0.13	0.54	8	20	1.55	22	48.65	81.46	80.46	1.00
111-112	88	6	24	0.33	1.41	8	20	1.81	30	56.81	78.84	77.82	1.02
112-113	58	7	33	0.46	1.92	8	20	2.33	50	73.34	75.91	74.92	0.99
113-114	70	7	40	0.56	2.31	8	20	2.26	47	71.11	72.64	71.63	1.01
114-115	70	8	48	0.67	2.75	8	20	0.57	3	17.96	72.44	71.44	1.00
115-116	90	9	57	0.79	3.24	8	20	1.84	31	57.75	69.64	68.63	1.01
116-117	20	0	57	0.79	3.24	8	20	2.33	50	73.34	59.94	58.94	1.00
118											84.19	83.19	1.00
118-119	70	4	4	0.06	0.24	8	20	1.65	25	51.86	82.44	81.44	1.00
119-111	70	5	9	0.13	0.54	8	20	1.24	14	38.81	81.46	80.46	1.00
120											80.63	79.64	0.99
120-112	26	2	2	0.03	0.12	8	20	2.64	64	82.97	78.84	77.82	1.02
130											71.74	70.14	1.00
130-131	70	8	8	0.11	0.48				51		68.18	67.17	1.01
131-132	70	5	13	0.18	0.78	8	20	2.36	51	74.07	64.61	63.60	1.01
133											72.10	71.10	1.00
133-132	60	3	3	0.04	0.18	8	20	3.69	125	115.96	64.61	63.60	1.01

TABLA VI. 14

CALCULO DEL DRENAJE DE AGUAS NEGRAS

Colector Principal

TRAMO	LONG. (m)	LOTE	LOTE ACUMULADO	GASTO MEDIO	GASTO MAXIMO	DIAMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	C. real. ft/seg.	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE EXCAVACION.
						plg.	cm.						
1			12882								99.24	97.49	1.45
1 - 2	45	4	12886	179.12	387.62	18	45	4.34	58	713.22	96.20	94.90	1.30
												94.50	1.70
2 - 3	45	4	12890	179.17	387.72	18	45	4.34	58	713.22	93.15	91.91	1.24
												90.91	2.24
3 - 4	45	5	12895	179.24	387.84	18	45	4.34	58	713.22	89.83	88.32	1.51
												87.32	
4 - 5	45	5	12900	179.31	387.96	18	45	4.34	58	713.22	86.50	85.23	1.27
5 - 6	90	8	12908	179.42	388.16	18	45	3.05	29	485.53	83.86	82.62	1.24
6 - 7	90	9	12917	179.55	388.36	18	45	2.60	21	413.17	81.97	80.73	1.24
7 - 8	100	6	12923	179.63	388.63	18	45	2.89	26	459.73	79.40	78.13	1.27
8 - 9	78	4	12974	180.34	389.79	24	61	1.83	7	535.93	78.88	77.58	1.30
9		1565									78.88	*	
9 - 10	45	3	14542	202.14	428.01	36	91	4.07	20	2670.86	77.78		
10 - 11	45	3	14545	202.18	428.11	36	91	4.07	20	2670.86	76.94		
11 - 12	65	3	14557	202.34	428.40	36	91	4.07	20	2670.86	75.63		
12 - 13	70	6	14563	202.43	428.54	36	91	4.07	20	2670.36	74.13		
13 - 14	75	6	14569	202.51	428.69	42	107	2.85	8	2548.04	73.43		
14 - 15	75	5	14574	202.58	428.81	42	107	2.85	8	2548.04	73.13		
15 - 16	75	3	14603	202.98	429.51	42	107	2.85	8	2548.04	72.24		
16 - 17	75	7	14610	203.08	429.68	42	107	2.85	8	2548.04	72.24		
17 - 18	65	4	14614	203.13	429.17	36	91	4.55	25	2986.11	68.78		
18 - 19	65	3	14617	203.18	429.85	36	91	4.55	25	2986.11	68.20	66.44	1.76
											64.55	64.55	4.28

- 120 -

* Estos tramos están revisados únicamente su capacidad.

CALCULO DEL DRENAJE DE AGUAS NEGRAS

Colector 108.

TRAMO	LONG. (m)	LOTE	LOTE ACUMULADO	GASTO MEDIQ	GASTO MAXIMO	DIA METRO		VELOCIDAD		Q. rest lit/seg.	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE EXCAVACION.
						plg.	cm.	m/seg.	s				
19											68.20	66.44	1.76
												64.55	4.28
19-300	60	2	14709	204.46	432.06	30	76	3.00	14	1374	66.84	63.71	3.13
300-301	90	9	14718	204.58	432.28	30	76	1.61	4	735	65.61	63.35	2.26
301-302	90	9	14727	204.71	432.50	30	76	1.61	4	735	65.28	62.99	2.29
302-303	44	61	14788	205.55	433.97	30	76	1.61	4	735	65.18	62.81	2.37
												62.46	2.72
303-304	90	4	14792	205.61	434.06	30	76	3.00	14	1374	62.97	61.20	1.77
304-305	90	6	14798	205.69	434.21	30	76	2.28	8	1039	62.33	60.48	1.85
305-306	60	3	14801	205.73	434.28	30	76	3.00	14	1374	61.37	59.64	1.73
306-307	80	3	14804	205.78	434.35	30	76	1.97	6	900	61.16	59.16	2.00
307-308	90	6	14810	205.86	434.50	30	76	3.00	14	1374	60.10	57.90	2.20
308-309	90	6	14816	205.94	434.64	30	76	1.61	4	735	59.81	57.54	2.27
309-310	50	6	14822	206.03	434.79	30	76	0.99	1.5	450	59.36	57.47	1.89
310-311	65	6	14828	206.11	434.93	30	76	0.99	1.5	450	59.50	57.37	2.13
311-312	90	6	14834	206.19	435.07	30	76	0.99	1.5	450	59.50	57.23	2.27
312-313	90	145	14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	59.43	57.10	2.33
313-314	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	59.54	56.96	2.58
314-315	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.00	56.83	3.17
315-316	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.22	56.69	3.53
316-317	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.00	56.56	3.44
317-318	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.50	56.42	4.08
318-319	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.73	56.29	4.44
319-320	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.50	56.15	4.35
320-321	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.60	56.02	4.58
321-322	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	61.00	55.88	5.12
322-323	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.50	55.75	4.75
323-324	90		14979	208.21	438.56	30	76	0.99	1.5	450	60.50	55.61	4.89
324-325	90	400	15379	213.77	438.56	30	76	1.14	2	519	60.00	55.43	4.57
325-326	25		15379	213.77	438.56	30	76	1.14	2	519	59.80	55.88	4.42

TABLA VI. 15

TABLA VI. 16.

ANALISIS DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS.

ESTACION CELAYA, GTO.

Año	hp. (24 hrs)	m	T x	hp. ord. y
1948	60.00	1	34	104.80
1949	62.40	2	17.00	98.80
1950	67.00	3	11.33	98.00
1951	68.70	4	8.50	87.50
1952	104.80	5	6.80	82.85
1953	55.95	6	5.67	81.00
1954	57.40	7	4.86	76.85
1955	56.75	8	4.25	68.70
1956	43.75	9	3.78	67.00
1957	43.75	10	3.40	65.50
1958	35.30	11	3.00	65.40
1959	65.40	12	2.83	63.25
1960	57.95	13	2.62	64.60
1961	75.85	14	2.43	62.40
1962	65.50	15	2.27	61.70
1963	41.70	16	2.13	61.65
1964	65.25	17	2.00	60.50
1965	49.40	18	1.89	60.25
1966	50.25	19	1.79	60.00
1967	55.20	20	1.70	57.95
1968	34.40	21	1.62	57.40
1969	53.95	22	1.55	56.75
1970	61.70	23	1.48	55.95
1971	82.85	24	1.42	55.20
1972	50.25	25	1.36	53.95
1973	98.80	26	1.31	50.25
1974	37.40	27	1.26	49.40
1975	50.50	28	1.21	43.75
1976	87.50	29	1.17	43.75
1977	81.00	30	1.13	41.70
1978	64.60	31	1.10	37.40
1979	98.00	32	1.06	35.30
1980	61.65	33	1.03	34.40

$$hp = 43.760 + 45.703 \text{ Log. } T$$

$$r = 0.97$$

TABLA VI. 17.

ANALISIS DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS.
ESTACION EL PUEBLITO, QRO.

Año	hp. (24 hrs)	m	T x	hp. ord. y
1949	40.50	1	32	96.71
1950	51.25	2	16	88.65
1951	40.55	3	10.66	87.75
1952	64.45	4	8.0	77.60
1953	35.50	5	6.4	77.15
1954	46.50	6	5.33	75.85
1955	42.95	7	4.57	75.75
1956	35.85	8	4.00	75.05
1957	35.25	9	3.55	72.25
1958	88.65	10	3.2	66.55
1959	42.55	11	2.90	64.45
1960	20.20	12	2.66	63.60
1961	57.25	13	2.46	59.95
1962	77.15	14	2.28	59.00
1963	75.05	15	2.13	58.75
1964	75.75	16	2.00	57.50
1965	77.60	17	1.88	57.25
1966	59.00	18	1.77	54.10
1967	53.25	19	1.68	53.23
1968	59.95	20	1.60	53.00
1969	53.00	21	1.52	52.90
1970	57.60	22	1.45	51.25
1971	87.75	23	1.39	46.50
1972	58.75	24	1.33	42.95
1973	72.25	25	1.28	42.55
1974	54.10	26	1.23	40.55
1975	52.90	27	1.18	40.50
1976	96.75	28	1.14	35.85
1977	66.55	29	1.10	35.50
1978	63.60	30	1.05	35.25
1979	75.85	31	1.03	20.20

$$hp = 39.979 + 45.492 \text{ Log. } T$$

$$K = 0.942$$

TABLA VI. 18.

ANALISIS DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS
ESTACION QUERETARO.

Año	hp. (24 hrs)	m	T x	hp ord. y
1941	74	1	40.00	10.40
1942	40.80	2	20.00	97.25
1943	51.10	3	13.33	95.80
1944	95.50	4	10.00	95.50
1945	74.65	5	8.00	82.25
1946	43.85	6	6.67	78.00
1947	40.65	7	5.71	74.75
1948	38.40	8	5.00	74.65
1949	29.35	9	4.44	74.00
1950	95.80	10	4.00	70.50
1951	62.00	11	3.64	70.00
1952	53.20	12	3.33	66.50
1953	82.25	13	3.08	65.00
1954	110.40	14	2.86	64.70
1955	57.30	15	2.67	63.75
1956	48.30	16	2.50	63.25
1957	60.00	17	2.35	62.00
1958	44.40	18	2.22	60.00
1959	43.50	19	2.11	59.10
1960	40.30	20	2.00	58.95
1961	70.50	21	1.90	57.30
1962	63.75	22	1.82	55.85
1963	66.50	23	1.71	53.60
1964	49.00	24	1.67	53.20
1965	78.00	25	1.60	52.75
1966	97.25	26	1.54	51.10
1967	74.75	27	1.48	49.00
1968	65.00	28	1.43	48.55
1969	55.85	29	1.38	48.30
1970	70.00	30	1.33	46.05
1971	63.25	31	1.29	44.50
1972	48.55	32	1.25	43.85
1973	52.75	33	1.21	43.50
1974	64.70	34	1.18	40.80
1975	46.05	35	1.14	40.65
1976	59.10	36	1.11	40.30
1977	53.60	37	1.08	38.40
1978	58.95	38	1.05	35.55
1979	35.55	39	1.03	29.35

$$hp = 40.625 + 47.899 \text{ Log. } T$$

$$r = 0.98$$

Querétaro respectivamente. De dicho análisis se deducen los siguientes resultados:

Estación	a	b	r
Celaya, Gto.	43.760	45.703	0.97
El Pueblito, Qro.	39.979	45.492	0.94
Querétaro, Qro.	40.625	47.899	0.98

Del análisis de los pluviógrafos Celaya, Gto. y El Pueblito, Qro. se deducen los siguientes resultados obtenidos por correlación múltiple:

Pluviógrafo	a	b	c	r
Celaya, Gto.	101.4344	0.8315	-0.4938	0.83
El Pueblito, Qro.	107.3707	1.0523	-0.6737	0.87

Para transportar las curvas i-d-T a la zona en estudio, se analizaron las lluvias máximas en 24 horas en las estaciones Celaya, El Pueblito y Querétaro, para un período de retorno de 5 años, determinándose las siguientes lluvias máximas en 24 horas.

Estación Celaya, Gto.

$$hp = 43.760 + 45.703 \text{ Log. } (5) = 75.7 \text{ mm.}$$

Estación El Pueblito, Qro.

$$hp = 39.979 + 45.492 \text{ Log. (5)} = 71.8 \text{ mm.}$$

Estación Querétaro, Qro.

$$hp = 40.625 + 47.899 \text{ Log. (5)} = 74.1 \text{ mm.}$$

Con lo anterior, se deducen los siguientes factores de transporte:

$$f_1 = \frac{hp \text{ Querétaro}}{hp \text{ Celaya}} = \frac{74.1}{75.7} = 0.98$$

$$f_2 = \frac{hp \text{ Querétaro}}{hp \text{ El Pueblito}} = \frac{74.1}{71.8} = 1.032$$

Por otro lado, y dado que la estación El Pueblito se localiza más próxima a la zona que Celaya, además de que su ecuación i-d-T tiene un coeficiente de correlación múltiple mayor, se aceptó transportar la curva i-d-T del Pueblito, Qro., a la zona, por lo que la ecuación i-d-T del sitio resultó ser:

$$i = 1.032 (107.3707 T^{1.0523} d^{-0.6737})$$

$$i = 110.8495 T^{1.0523} d^{-0.6737}$$

A partir del estudio hidrológico de densidades y dotaciones, así como del plan maestro preeliminar del Desarrollo Jurica, se procedió a determinar el caudal que pasará por la red existente, con el cual se revisó la capacidad de la red actual.

Para valuar el gasto pluvial se aplicó la fórmula racional deducida en el punto IV. 2. 1.

Como el fraccionamiento contempla lotes residenciales grandes, no toda su superficie será construída, teniéndose zonas verdes y de tierra, así como andadores y calles, por lo que el coeficiente de escurrimiento que se utilizó en la ecuación (4.7), fué un coeficiente pesado, para lo cual se supuso un lote promedio de 1,200 m², de los cuales 300 m², se consideraron de construcción; a este lote le corresponde una superficie de 180 m² de calle aproximadamente, por lo que sí se sabe que el coeficiente de escurrimiento toma los siguientes valores:

Superficie	C	Area (m ²)
Construída (Azotea)	0.85	300
Calles Adoquinadas	0.70	180
Superficie no construída	0.10	900
		<hr/> 1,380

$$C = \frac{(0.85 \times 300) + (0.70 \times 180) + (0.10 \times 900)}{1,380} = 0.34$$

En el caso de cuencas naturales, se adoptó un coeficiente de escurrimiento de 0.14.

Por lo que con un período de retorno fijado de 2 años y sustituyendo valores en la ecuación 4.7 resulta:

$$Q = 217.1121 d^{-0.6737} A.$$

Para el caso del fraccionamiento y para las cuencas naturales:

$$Q = 89.3991 d^{-0.6737} A.$$

siendo:

Q = gasto pluvial, en lps.

d = duración en minutos.

A = área drenada, en ha.

El caudal que pasará por la red existente será de 760 lps. con un área drenada aproximadamente de 55 ha., que incluyen aproximadamente 500 lotes y que descargará en el Río Jurica.

Como resultado de la revisión del drenaje se dedujo la necesidad de proyectar un sistema de drenaje pluvial, que descargue sus caudales al Río Jurica o a la Presa El Cajón.

De pláticas con personal de Desarrollo Jurica, S. A. de C. V., y por conveniencias económicas se decidió que el agua de lluvia se dejará escurrir superficialmente y por medio de coladeras transversales se captará y se enviará a un colector pluvial que además condujera el caudal de la corriente natural que entra al fraccionamiento al norte de la Hacienda Ju-

riquilla, y que descargue al Río Jurica o a la Presa El Cajón.

El análisis de la cuenca del fraccionamiento consistió en determinar el área y el tiempo de concentración de la cuenca de aportación de la corriente natural que llega al norte de la Hacienda Juriquilla y por el lado oriente del fraccionamiento.

En la figura 6.4 se muestra dicha cuenca, de la cual se obtuvo una superficie de 443.43 ha., divididas en 314.47 ha. de superficie no urbana, con un coeficiente de escurrimiento de 0.14 y 128.96 ha. que quedan dentro del Desarrollo Jurica, marcado por el Plan Maestro y que se consideraron urbanizadas con un coeficiente de escurrimiento de 0.34.

Por lo anterior, las ecuaciones a aplicar, para un período de retorno de dos años, serán:

$$i = 352.2155 d^{-0.6737}$$

$$Q = 978.3764 c_p d^{-0.6737} A$$

$$C_p = \frac{C_1 A_u + C_2 A_{nu}}{A_u + A_{nu}}$$

donde:

i = intensidad de lluvia para $T = 2$ años, en mm/hra.
 d = duración de la tormenta, en minutos.

Q = gasto pluvial, en lps.

C_p = Coeficiente de escurrimiento pesado.

A = área de aportación acumulada, en ha.

C_1 = coeficiente de escurrimiento en zona urbanizada = 0.34

C_2 = coeficiente de escurrimiento en zona no urbanizada = 0.14

A_u = área urbanizada.

A_{nu} = área no urbanizada.

En la tabla VI. 19 se presenta el cálculo de gastos del colector pluvial.

Este colector pluvial se diseñó con el objeto de captar los caudales de la corriente que provoca problemas de inundación en el fraccionamiento y conducirlos en forma entubada - hasta descargar al Río Jurica.

El colector además captará el escurrimiento que ocurra en el fraccionamiento al norte de la Hacienda Juriquilla, principalmente en la glorieta de la Avenida Juriquilla. En la tabla VI. 20, se presenta el cálculo de diseño de este colector, para lo cual se aplicaron las ecuaciones de Manning y continuidad, proponiéndose las pendientes de acuerdo a la topografía del terreno. En el plano se presenta el proyecto ejecutivo.

TABLA VI. 19

CALCULO DE GASTOS COLECTOR PLUVIAL.

Tramo	Pendiente (%)	Longitud Acum (m)	A. Acum. (has)	d = tc (min)	Gasto (Lps)
8	4.71	3960	Au = 128.96 Anu = 314.47	73.33	3107.40
8- 9	4.70	3975	Au = 128.96 Anu = 314.47	73.56	3100.90
9-10	4.69	4015	Au = 129.54 Anu = 314.47	74.09	3093.07
10-11	4.67	4055	Au = 130.26 Anu = 314.47	74.66	3085.60
11-12	4.61	4145	Au = 131.26 Anu = 314.47	76.03	3059.75
12-13	4.54	4235	Au = 133.22 Anu = 314.47	77.46	3044.27
13-14	4.48	4305	Au = 133.86 Anu = 314.47	78.61	3021.52
14-15	4.46	4330	Au = 133.86 Anu = 314.47	79.02	3011.08
15-16	4.37	4420	Au = 141.68 Anu = 314.47	80.59	3059.63
16-17	4.30	4500	Au = 144.15 Anu = 314.47	81.94	3053.07
17-18	4.26	4590	Au = 145.15 Anu = 314.47	83.23	3032.06
18-19	4.26	4680	Au = 145.85 Anu = 314.47	84.27	3014.44
19-20	4.30	4770	Au = 146.75 Anu = 314.47	85.05	3005.61
20-21	4.27	4845	Au = 147.44 Anu = 314.47	86.10	2988.40
21-22	4.26	4860	Au = 147.44 Anu = 314.47	86.34	2982.92
22-23	4.23	4945	Au = 147.44 Anu = 314.47	87.50	2956.19
23-24	4.17	5015	Au = 147.44 Anu = 314.47	88.69	2929.29
24-25	4.16	5040	Au = 155.89 Anu = 314.47	89.04	3010.65
25-26	4.15	5065	Au = 185.16 Anu = 314.47	89.39	3310.65
26-27	4.10	5155	Au = 186.44 Anu = 314.47	90.76	3290.36
27-28	4.04	5245	Au = 187.72 Anu = 314.47	92.20	3268.72
28-29	4.01	5335	Au = 191.67 Anu = 314.47	93.44	3279.96

TABLA VI. 20
CALCULO DEL DRENAJE PLUVIAL

Jurica-Mesón

TRAMO	LONG. (m)	AREA No.	AREA ACUMULADA	GASTO PLUVIAL	GASTO NEGRAS	DIAMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	Q real lts/seg.	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE EXCAVACION.	
						pig.	cm.							
2 - 4	90		25.91	1129.54		24	61	3.87	28	1326.90	84.33	81.92	2.41	
											80.80	79.40	1.40	
											82.41	79.81	2.60	
6 - 7	90		8.64	210.34		24	61	2.78	16	810.25	80.00	78.37	1.63	
8											90.74	38.17	2.57	
8 - 9	15		443.43	3100.90		42	107	3.49	12	3120.70	90.15	87.99	2.16	
												87.26	2.89	
9 - 10	40		444.01	3093.07		42	107	3.49	12	3120.70	88.92	86.78	2.14	
												86.03	2.79	
10 - 13	40		444.73	3085.60		42	107	3.49	12	3120.70	87.69	85.55	2.14	
												84.90	2.79	
11												86.41	85.61	0.80
11 - 12	29					15	38	0.51	1	57.84	87.00	85.58	1.42	
12 - 13	30					15	38	0.51	1	57.84	87.69	85.55	2.14	
												84.90	2.79	
13 - 14	90		445.73	3059.75		42	107	3.49	12	3120.70	85.96	83.82	2.14	
14 - 15	90		447.69	3044.27		42	107	3.49	12	3120.70	84.99	82.74	2.25	
15 - 16	70		448.33	3021.52		42	107	3.49	12	3120.70	84.14	81.60	2.54	
16 - 17	25		448.33	3011.08		42	107	3.49	12	3120.70	84.14	81.60	2.54	
17 - 18	90		456.15	3059.63		42	107	3.49	12	3120.70	83.95	80.52	3.43	
18 - 19	80		458.62	3053.07		42	107	3.49	12	3120.70	83.59	79.56	4.03	
19 - 20	90		459.62	3032.06		42	107	3.49	12	3120.70	81.38	78.48	2.90	
												77.33	2.90	
20 - 21	45		460.32	3014.44		42	107	3.49	12	3120.70	78.93	76.79	2.14	
												76.02	2.91	
21 - 22	45		460.32	3014.44		42	107	3.49	12	3120.70	77.62	75.48	2.14	
												73.34	4.28	
22 - 23	30		461.22	3005.61		42	107	3.49	12	3120.70	75.12	72.98	2.14	
												71.83	3.29	
23 - 24	30		461.22	3005.61		42	107	3.49	12	3120.70	73.61	71.47	2.14	
												70.41	3.20	

Continúa...

TABLA VI.. 20

CALCULO DEL DRENAJE PLUVIAL.

Jurica-Mesón

TRAMO	LONG. (m)	AREA Ho.	AREA ACUMULADA	GASTO PLUVIAL.	GASTO NEGROS	DIAMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	Q real lts/seg	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDIO DE EXCAVACION.
						plq.	cm.						
24 - 25	30		461.22	3005.61		42	107	3.49	12	3120.70	72.19	70.05	2.14
												68.70	3.99
25 - 26	65		461.91	2988.40		42	107	3.49	12	3120.70	70.06	67.92	2.14
26 - 27	15		461.91	2982.92		42	107	3.49	12	3120.70	69.90	67.74	2.16
												67.54	2.36
27 - 28	85		461.91	2956.19		42	107	3.49	12	3120.70	68.69	66.52	2.17
28 - 29	70		461.92	2929.29		42	107	3.49	12	3120.70	67.98	65.68	2.30
29 - 30	25		470.36	3010.65		42	107	3.49	12	3120.70	67.97	65.38	2.59
30 - 31	25		499.63	3310.65		42	107	3.77	14	3370.74	67.17	65.03	2.14
31 - 32	90		500.91	3290.36		42	107	3.77	14	3370.74	65.80	63.77	2.03
32											65.80	63.77	2.03
32 - 33	90		502.19	3268.72		42	107	3.77	14	3370.74	62.51	62.51	2.75
33 - 34	100		506.14	3279.96		42	107	3.77	14	3370.74	65.14	61.11	4.03
35											69.30	67.54	1.76
35 - 36	94		31.16	992.47		30	76	2.67	11	1218.10	68.22	66.51	1.71
36 - 37	90		32.29	968.20		30	76	2.41	9	1101.81	67.48	65.70	1.78
37 - 38	90		32.85	946.44		30	76	2.90	13	1324.21	66.30	64.53	1.77
												64.39	1.91
38 - 39	15		63.53	1818.12		36	91	2.88	10	1888.59	66.12	64.24	1.88
39 - 40	155		67.05	1796.37				1.06	1		65.15	64.25	0.90
												63.15	2.00
40 - 41	40		67.05	1769.81		36	91	3.02	11	1980.76	64.70	62.71	1.99
41 - 42	20		67.05	1755.38		36	91	3.02	11	1980.76	64.70	62.49	2.21
42 - 43	80		67.05	1709.07		36	91	3.02	11	1980.76	63.23	61.61	1.62

- 134 -

Además del colector pluvial anterior se diseñó el colector Sur que captará los caudales pluviales de la zona del fraccionamiento al Sur de la Hacienda Juriquilla, y consiste en un colector entubado de 0.76 cm. y 0.91 cm. de diámetro combinado con un canal abierto que cruza el campo de Golf, para luego continuar con un tubo de 0.91 cm. de diámetro hasta descargar a la Presa El Cajón. En la tabla VI. 21 se presenta el cálculo del colector y en el plano el proyecto ejecutivo.

VI. 4.- Vialidades.

Las calles del fraccionamiento Jurica-Mesón, son en su mayoría de adocreto, a excepción de las calles donde falta su urbanización.

Del reconocimiento se dedujo que faltan de construir algunas calles correspondientes a las zonas Mesón del Prado, - Tlacote, Hacienda Oeste, San Isidro, Del Lago y Juriquilla, advirtiéndose que el resto de las calles del fraccionamiento se encuentran en un estado aceptable.

Dentro de la información recopilado, se contó con el estudio de rasantes de la mayoría de las calles, realizado por Desarrollos Jurica, S. A. de C. V.

Para diseñar el cuerpo del pavimento se tuvo un va--lor relativo de soporte de 6, de acuerdo al método S. O. P.,-

TABLA VI. 21

CALCULO DEL DRENAJE PLUVIAL

Colector Sur

TRAMO	LONG. (m)	AREA Ha.	AREA ACUMULADA	GASTO PLUVIAL	GASTO NEGROS	DIAMETRO		VELOCIDAD m/seg.	S	Q real lts/seg.	COTA TERRENO	COTA PLANTILLA	PROFUNDID DE EXCAVACION.
						plg.	cm.						
1			31.16	1026.88							69.30	67.54	1.76
1-2	94		31.66	992.47		30	76	2.67	11	1218.10	68.22	66.51	1.71
2-3	90		32.29	968.20		30	76	2.41	9	1101.81	67.48	65.70	1.78
3-4	90		32.85	946.44		30	76	2.90	13	1324.21	66.30	64.53	1.77
												64.39	1.91
4-5	15		63.53	1818.02		36	91	2.88	10	1888.59	66.12	64.24	1.88
5-6	155		67.05	1796.37							65.15	64.25	0.90
												63.15	2.00
6-7	40		67.05	1769.81		36	91	3.02	11	1980.76	64.70	62.71	1.99
7-8	20		67.05	1755.38		36	91	3.02	11	1980.76	64.70	62.49	2.21
8-9	80		67.05	1709.07		36	91	3.02	11	1980.76	63.23	61.61	1.62

por lo que el espesor mínimo de sub-base más base resultó de 35 cm.

Una vez diseñado el cuerpo del pavimento, se diseñó previa aplicación de un riego de impregnación, una cama de arena de 5 cm. de espesor y una superficie de rodamiento formada con adoquines de concreto de 8 cm. de espesor. El bombeo recomendado para este tipo de superficies de rodamiento es de 2.5%.

Tomando en cuenta las dimensiones propuestas por el proyecto urbanístico, se tienen tres tipos de calles:

a) Calles tipo A.- Con un ancho de arroyo de 9.00m., guarnición tipo pecho de paloma, banqueta de concreto de 1.20m. de ancho a cada lado y zona de servicios de 1.80 m. a cada lado, es decir, un ancho total de 15.00 m.

b) Calles tipo B.- Tienen un ancho de arroyo de 12.00 m., guarnición tipo pecho de paloma, banqueta de 1.20 m. de ancho y zona de servicios de 1.80 m. en ambos lados del arroyo, es decir, un ancho total de 18.00 m.

c) Calles tipo C.- Con un ancho total de 12.00 m., tienen un ancho de arroyo de 7.00 m., banquetas de 1.20 m. y zonas de servicios de 1.30 m. en ambos lados del arroyo.

VI. 5.- Infraestructura no proyectada.

Dentro de la infraestructura no proyectada se incluyen las instalaciones de alumbrado público, energía eléctrica y cableado telefónico, de los cuales se estimó el costo en base a precios índice recopilados.

VI. 6.- Antepresupuestos.

Se anexan los presupuestos de obra de cada uno de los proyectos realizados para el fraccionamiento Jurica Mesón.

Cabe aclarar, que los precios unitarios consignados en los presupuestos de agua potable, drenaje sanitario y drenaje pluvial, fueron obtenidos del catálogo de precios unitarios de la Dirección General de Construcción de Agua Potable y Alcantarillado de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. Así como las correspondientes a los proyectos de vialidades se obtuvieron de la Comisión de Precios Unitarios de S.A.H.O.P. Anexándose así mismo los precios estimados de la infraestructura no proyectada.

El resumen de los costos totales de los proyectos en estudio, es el siguiente:

Agua potable	\$12 354 598.06
Drenaje sanitario	13 824 430.00
Drenaje pluvial	17 357 649.00
Vialidades	71 535 843.70
Energía eléctrica y alumbrado	99 501 000.00
Proyecto telefónico	<u>32 191 500.00</u>
T o t a l	\$246 764 520.76

A continuación se presenta un desglose de dichos costos.

ANTEPRESUPUESTO RED DE AGUA POTABLE

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
A	Terracerías				
A100	Excavación con máquina para zanjas, en material "A" en seco incluye excavación de cajas de agua potable.				
A100B	En zona B de 0.00 a 8.00 m. de profundidad	4 921.03	M ³	90.85	447 075.57
A130	Plantilla apisonada con piñón de mano				
A130A	Con materiales A y/o B	461.49	M ³	326.63	150 736.47
A131	Relleno de zanjas con materiales A y/o B				
A131E	Apisonado y compactado con equipo manual con agua en capas de 20 cm de espesor al 90% prueba proctor	4 378.24	M ³	219.67	961 767.98
B	Instalaciones				
B000	Instalación, junteo y prueba de tuberías de asbesto-cemento clase A - 5				
B000C	De 100 mm (4") de diámetro	7 278	M	84.50	614 991.00

Continúa Ante...potable

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P.U. \$	Importe \$
B000D	De 300 mm (12") de diámetro	305	M	93.92	28 645.60
B130	Instalación de piezas especiales de:				
B130A	Fierro fundido hasta -- 300 mm (12") \varnothing	16 629.23	Kg.	14.03	233 308.09
B160	Instalación de válvulas de seccionamiento				
B160E	De 100 mm (4") de diámetro	54	pza.	477.01	25 758.54
B160J	De 300 mm (12") de diámetro	3	pza.	3 986.20	11 958.60
B180	Instalación de válvulas reductoras de presión				
B180F	De 100 mm (4") de diámetro	1	pza.	520.30	520.30
B180J	De 300 mm (12") de diámetro	1	pza.	2 824.35	2 824.35
B240	Cajas para operación de válvulas según plano tipo:				
B240B	Tipo 2 de 1.00 x 0.90 m.	36	caja	7 670.10	276 123.60
B240E	Tipo 5 de 1.30 x 0.90 m.	2	caja	11 229.74	22 459.48
B240J	Tipo 9 de 1.20 x 0.90 m.	5	caja	11 913.41	59 567.05
B240M	Tipo 12 de 1.40 x 1.10 m.	1	caja	16 491.70	16 491.70
B240N	Tipo 13 de 2.30 x 1.60 m.	1	caja	34 138.09	34 138.09

Continúa Ante.... potable

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
B243	Suministro e instalación - de contramarcos según pla- no tipo				
B243B	Sencillos de 1.10 m con ca- nal de 100 mm (4")	39	pza.	3 274.59	127 709.01
B243C	Sencillos de 1.40 m con ca- nal de 100 mm (4")	14	pza.	3 809.65	53 335.10
B243E	Sencillos de 1.80 m con ca- nal de 100 mm (4")	1	pza.	4 535.54	4 535.54
B243F	Sencillos de 1.80 m con ca- nal de 150 mm (6")	3	pza.	8 638.94	25 916.82
B243G	Dobles de 1.80 m con canal de 100 mm (4")	1	pza.	5 567.20	5 567.20
B244	Suministro e instalación - de marcos con tapa de fie- rro fundido				
B244A	Con peso de 130 Kg.	62	pza.	6 921.68	429 144.16
B250	Instalación de tomas domi- ciliarias de 13 mm (1/2") ø				
B250A	Tipo 2, cobre flexible y - cobre rígido, según plano	410	toma	412.50	169 125.00
J	Acarreos				
J003	Acarreo ler. km de mate-				

Continúa Ante..... potable

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
	rial sobrante de excavación en camión volteo incluye - carga a mano y descarga a volteo en camino				
J003B	Plano revestido y lomerío suave pavimentado	4 682.96	M ³	149.05	697 995.18
J004	Acarreo kilómetros subsiguientes al primero de material sobrante en camión volteo, en camino				
J004B	Plano revestido y lomerío suave pavimentado	2 713.92	M ³ -Km	8.75	23 746.80
I	Suministros				
H000	Suministro de tuberías de asbesto-cemento clase A-5 puesta almacén obra				
H000C	De 100 mm (4") de diámetro	7 278	M	297.73	2 166 878.90
H000G	De 300 mm (12") de diámetro	305	M	1 331.41	406 080.05
H007	Suministro de piezas especiales de fierro fundido, (excluyendo extremidades), puestas en almacén obra				
H007B	De 100 mm a 300 mm (4" a 12") ø	7 964.12	Kg	101.33	807 004.27

Continúa Ante..... potable

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
H008	Suministro de extremidades de fierro fundido puestas en almacen obra				
H008B	De 100 mm a 152mm (4" a 6") \emptyset	3 832	Kg	96.04	368 025.28
H008C	De 200 mm a 300mm (8" a 12") \emptyset	2 080	Kg	96.69	201 115.20
H012	Suministro de tornillos con cabeza y tuerca hexagonal, puestos almacen obra				
H012B	De 16 mm x 76 mm (5/8" x 3") \emptyset	2 360	pza.	34.83	82 198.80
H012C	De 19 mm x 83 mm (3/4" x 3 1/4") \emptyset	208	pza.	91.59	19 050.72
H012D	De 22 mm x 95 mm (7/8" x 3 3/4") \emptyset	612	pza.	91.59	56 053.08
H013	Suministro de empaques de plomo L.A.B. destino				
H013D	De 100 mm (4") de diámetro	308	pza.	109.65	33 772.20
H013E	De 150 mm (6") de diámetro	22	pza.	144.48	3 178.56
H013H	De 300 mm (12") de diámetro	41	pza.	623.07	25 545.87
H014	Suministro de juntas Gimbault, completas puestas en almacen obra				

Continúa Ante..... potable

Clave	C o n c e p t o	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
H014D	De 100 mm (4") de diámetro	188	pza.	768.84	144 541.92
H014E	De 150 mm (6") de diámetro	16	pza.	1 217.76	19 484.16
H014H	De 300 mm (12") de diámetro	26	pza.	3 312.72	86 130.72
H022	Suministro de válvulas, tipo compuerta 720 F, completas para 8.8 Kg/cm ² (200 LBS/pulg ²) de agua				
H022D	De 100 mm (4") de diámetro	54	pza.	18 409.59	994 117.86
H022I	De 300 mm (12") de diámetro	3	pza.	120 033.21	360 099.63
H021	Suministro de válvulas multival modelo G-15 D-H reguladora de presión, lugar - de compra				
H021F	De 100 mm (4") de diámetro	1	pza.	85 082.11	85 082.11
H021J	De 300 mm (12") de diámetro	1	pza.	248 398.79	248 398.79
D	Suministro y colocación de atraques de concreto para piezas especiales de fierro fundido				
D030A	De f' o x 100 Kg/cm ²	5.38	M ³	3 699.37	19 902.61

111

Continúa Ante..... potable

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
D025	Suministro de materiales - para tomas domiciliarias de 13 mm (1/2") \emptyset , incluye materiales, medidor y abra- zaderas				
H025A	Tipo 2 de cobre flexible y cobre rígido, según plano_ tipo	410	toma	4 401.21	1 804 496.10

ANTEPRESUPUESTO DE DRENAJE SANITARIO.

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U.	Importe
1	Desmonte, deshierbe y - desenraice.	0.61	Ha.	4 500.00	2 745.00
2	Excavación con máquinas pa ra zanjas, en material "A" en seco, en zona "B"				
	De 0 a 4 m de profundidad	3 890.98	M ³	90.85	353 495.53
	De 0 a 5 m de profundidad	10 773.00	M ³	90.85	978 727.05
3	Plantilla apisonada con pi zón de mano, con materia-- les A y/o B	358.46	M ³	326.63	117 083.78
4	Relleno de zanjas con mate rial "A" y/o "B", apisona-- do y compactado con equipo manual con agua en capas - de 20 cm. de espesor al - 90% prueba proctor.	12 995.66	M ³	219.67	2 854 756.60
5	Instalación de tuberías de concreto simple de:				
	200 mm de diámetro	3 963.00	M	98.49	390 315.87
	380 mm de diámetro	345.00	M	162.50	56 062.50
	450 mm de diámetro	520.00	M	204.54	106 360.80
6	Instalación de tuberías de concreto reforzado de --- 610 mm de diámetro	78	M	309.03	24 104.34

Continúa Ante ... sanitario

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
7	Pozos de visita tipo común hasta:				
	1.00 m de profundidad	36	pza.	15 017.48	540 629.28
	1.25 m de profundidad	27	pza.	16 407.96	443 014.92
	1.50 m de profundidad	3	pza.	17 798.46	53 395.38
	1.75 m de profundidad	1	pza.	19 188.97	19 188.97
	2.25 m de profundidad	5	pza.	21 969.98	109 849.90
	2.50 m de profundidad	1	pza.	23 360.49	23 360.49
8	Brocales y tapas para pozos de visita de fierro fundido, instalación	70	pza.	510.21	35 714.70
9	Conexiones domiciliarias - (slant y codo de concreto simple) de 150 mm de diámetro a tubo de concreto simple, instalación	420	Jgo.	153.57	64 499.40
10	Acarreo ler. Km. de materiales producto de excavación - en camión volteo, incluye -- carga en camión volteo, en -- camino plano revestido y lomerío suave pavimentado.	1 607.23	M ³	149.05	239 557.63
	Acarreo kilómetros subsecuentes de material producto de la excavación en camión volteo, en camino plano revestido y lomerío suave	8 036.15	M ³ -Km	8.75	70 316.31

Continúa Ante.....sanitario

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
11	Tubería de concreto simple para alcantarillado de:				
	20 cm de diámetro	3 963	M	149.44	592 230.72
	38 cm de diámetro	345	M	397.26	137 054.70
	45 cm de diámetro	520	M	558.81	290 581.20
12	Tubería de concreto reforzado para alcantarillado - de 60 cm de diámetro	68	M	1 446.44	98 357.92
13	Brocal y tapa de fierro - fundido para pozo de visita, ciego o con rejilla, mediano con peso mínimo de - 110 Kg.	98	pza.	5 510.21	540 000.58
14	Conexiones domiciliarias - (slant y codo de concreto simple), 150 mm de diámetro a tubo de concreto reforzado	31	pza.	291.53	9 037.43
15	Instalación de tuberías de concreto reforzado de 0.76m de diámetro	2 184.00	M	409.74	894 872.16
	Pozos de visita tipo especial para tuberías de 76 cm de diámetro hasta:				
	1.75 m de profundidad	1	pozo	16 656.00	16 656.00
	2.25 m de profundidad	3	pozo	19 782.99	59 348.97
	2.50 m de profundidad	4	pozo	21 346.48	85 385.92

Continúa Ante..... sanitario

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
	2.75 m de profundidad	1	pozo	22 909.97	22 909.97
	3.25 m de profundidad	1	pozo	26 036.95	26 036.95
	3.50 m de profundidad	1	pozo	27 600.44	27 600.44
	3.75 m de profundidad	1	pozo	29 163.93	29 163.93
	4.50 m de profundidad	3	pozo	30 727.43	92 182.26
	4.75 m de profundidad	3	pozo	32 290.91	96 872.73
	5.25 m de profundidad	1	pozo	33 854.40	33 854.40
16	Pozos y cajas de deflexión o unión para tubería de 76 cm. de diámetro hasta:				
	1.75 m de profundidad	1	pozo	16 656.00	16 656.00
	2.00 m de profundidad	4	pozo	18 219.49	72 877.96
	2.25 m de profundidad	1	pozo	19 782.99	19 782.99
	3.25 m de profundidad	1	pozo	26 036.95	26 036.95
	4.50 m de profundidad	1	pozo	30 727.42	30 727.42
	5.00 m de profundidad	1	pozo	41 671.85	41 671.85
17	Instalación de brocales y tapas para pozos de visita y cajas de deflexión, de fierro fundido	28.0	pza.	510.21	14 285.88
18	Cajas de caída adosadas a los pozos de visita hasta 2 m de profundidad	1.0	caja	5 131.98	5 131.98
19	Suministro de concreto reforzado para alcantarillado de 0.76 m de diámetro	2 184.0	M	1 859.86	4 061 934.24

149

ANTEPRESUPUESTO DE DRENAJE PLUVIAL

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
1	Desmonte, deshierbe y desenraice.	0.35	Ha.	4 500.00	1 575.00
2	Excavación con máquina para zanjas, en material "A" en seco, en zona "B" de 0 a 4.25 m de profundidad	9 450.00	M ³	90.85	858 532.50
3	Plantilla apisonada con piñón de mano, con materiales A y/o B	370.00	M ³	326.63	120 853.10
4	Relleno de zanjas con materiales A y/o B, apisonado con agua en capas de 20 cm de espesor al 90% prueba proctor	7 388.00	M ³	219.17	1 619 227.90
5	Excavación para canales con máquina a cualquier profundidad en material A	683.00	M ³	33.00	22 539.00
6	Ruptura de pavimento adoquinado	548.00	M ²	66.74	36 573.52
7	Reposición de pavimento adoquinado, en seco	548.00	M ²	491.79	269 500.92
8	Instalación de tubería de concreto simple de 380 mm de diámetro	59	M	162.50	9 587.50

Continúa Ante...pluvial

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
9	Instalación de tubería de concreto reforzado de:				
	610 mm de diámetro	280.00	M	309.03	86 528.40
	760 mm de diámetro	274.00	M	409.74	112 268.76
	910 mm de diámetro	155.00	M	583.62	90 461.10
	1070 mm de diámetro	1 375.00	M	726.46	998 882.50
10	Pozos de visita tipo común hasta:				
	1.0 m de profundidad	1.00	pozo	15 017.48	15 017.48
	1.5 m de profundidad	1.00	pozo	17 798.46	17 798.46
11	Pozos de visita tipo especial para tuberías de 76 a 107 cm de diámetro hasta:				
	1.75 m de profundidad	3.00	pozo	16 656.00	49 968.00
	2.00 m de profundidad	2.00	pozo	18 219.49	36 438.98
	2.25 m de profundidad	3.00	pozo	19 782.99	59 348.97
	2.75 m de profundidad	1.00	pozo	22 909.97	22 909.97
	3.00 m de profundidad	4.00	pozo	24 473.46	97 893.84
	3.25 m de profundidad	1.00	pozo	26 036.95	26 036.95
	3.50 m de profundidad	2.00	pozo	27 600.44	55 200.88
	4.00 m de profundidad	3.00	pozo	30 727.42	92 182.26
	4.25 m de profundidad	1.00	pozo	32 290.91	32 290.91
12	Pozos y cajas de deflexión o unión para tuberías de 76 a 107 cm de diámetro hasta:				
	2.00 m de profundidad	1.00	pozo	23 850.12	23 850.12

Continúa Ante....pluvial

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
	2.25 m de profundidad	3.00	pozo	26 125.78	78 377.34
	2.50 m de profundidad	3.00	pozo	28 401.44	85 204.32
	2.75 m de profundidad	2.00	pozo	30 677.08	61 354.16
13	Instalación de brocales y tapas para pozos de visita, de fierro fundido	31.00	pza.	510.21	15 816.51
14	Cajas de caída adosadas a los pozos de visita hasta:				
	1.00 m de profundidad	4.00	caja	4 636.12	18 544.48
	1.50 m de profundidad	3.00	caja	4 884.04	14 652.12
	2.00 m de profundidad	1.00	caja	5 131.98	5 131.98
	2.50 m de profundidad	1.00	caja	5 379.92	5 379.92
15	Cajas de captación de:				
	61 cm de diámetro	2.00	caja	239 626.00	479 252.00
	91 cm de diámetro	1.00	caja	254 068.80	254 068.80
	107 cm de diámetro	1.00	caja	330 283.00	330 283.00
16	Instalación de coladeras - pluviales, de piso, excluyendo suministro de rejilla de fierro fundido	46.00	pza.	2 440.83	112 278.18
17	Instalación de coladera - pluvial				
	Tipo transversal de 7 m de long.	2.00	pza.	109 881.99	219 763.98
	Tipo transversal de 9 m de long.	7.00	pza.	134 260.68	939 824.76
	Tipo transversal de 12 m de long.	1.00	pza.	158 639.37	158 639.37

Continúa Ante.....pluvial

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
18	Losa de concreto para protección de tubería fabricada, colado, vibrado y curado con membrana.	14.00	M ³	4 391.62	61 482.68
19	Zampeado de mampostería, - junteado con mortero cemento, a cualquier altura, con piedra obtenida en bancos	948.00	M ³	2 220.74	2 105 261.50
20	Acarreo ler. Km. de material producto de excavación, en camión volteo, incluye - carga a mano y descarga a - volteo.	1 825.00	M ³	149.05	272 016.25
	Acarreos kilómetros subsiguientes al primero, del material producto de la excavación, en camión volteo, en camino plano revestido y lo merío suave pavimentado	9 125.00	M ³	8.75	79 843.75
21	Suministro de tubería de concreto simple de 380 mm de diámetro	59.00	M	264.64	15 613.76
22	Suministro de tubería de concreto reforzado para alcantarillado de:				
	610 mm de diámetro	280.00	M	1 125.89	315 249.20
	760 mm de diámetro	274.00	M	1 512.89	414 531.86

Continúapluvial

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
	910 mm de diámetro	155.00	M	1 930.66	299 252.30
	1070 mm de diámetro	1 375.00	M	2 978.03	4 094 791.25
23	Suministro de brocal y tapa de fierro fundido para pozos de visita, ciego o con peso mínimo de 110 Kg.	31.00	pza.	5 510.21	170 816.51
24	Suministro de coladera pluvial con rejilla de piso de fierro fundido con arco y bisagra de:				
	47 x 47 cm	46.00	pza.	5 585.45	256 930.70
25	Suministro de coladeras transversales	10.00	pza.	140 000.00	1 400 000.00
26	Estructura de descarga para tubería de 107 cm de diámetro	1.0	pza.	173 013.76	173 013.76
27	Estructura de descarga para tubería de 91 cm de diámetro	1.0	pza.	164 807.90	164 807.90

ANTEPRESUPUESTO VIALIDADES

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
1	Despalmes, desperdiciando el material, incluye carga para desplante de terraplenes en material "A"	6 478.56	M ³	22.50	145 767.60
2	Excavaciones en cortes y adicionales abajo de la subrasante, en material "A"	27 419.02	M ³	30.85	845 876.76
	Excavación por medios mecánicos en caja incluyendo corte y acamellonado de material, con acarreo máximo de 50 m	34 848.37	M ³	35.50	1 237 117.10
13	Formación y compactación de terraplenes de relleno para formar la subrasante	18 528.56	M ³	92.00	1 704 627.50
3	Préstamo por medios mecánicos en banco, incluyendo corte y acamellonado de material con acarreo máximo de 50 m	25 156.68	M ³	47.20	1 187 395.20
4	Compactación del terreno natural en el área del desplante de los terraplenes - al 90%	83 805.28	M ²	18.70	1 567 158.70

Continúa ...

Clave	Concepto	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
5	Sub-base de tepetate compactada al 95%, incluyendo agua	11 178.34	M ³	88.80	992 636.59
6	Base de tepetate compactada al 98%, incluyendo agua	11 178.34	M ³	118.50	1 324 633.20
12	Riego de impregnación con producto asfáltico FM-1 de 1.3 a 1.5 lts/m ²	10 062.70	lt	2.50	25 156.75
7	Cama de arena de 5 cm de espesor, suelta	4 187.79	M ³	82.00	343 398.78
8	Banqueta de concreto simple F'C = 150 Kg/cm ² de 8 cm de espesor y 1.20 m de ancho	24 929.64	M ²	250.00	6 232 410.00
9	Acarreo para terracerías en camiones propiedad del contratista				
	Primer kilómetro	25 156.68	M ³	54.00	1 358 461.20
	Kilómetros subsecuentes	25 156.69	M ³ -Km	8.75	220 121.03
10	Pavimento de adocreto de 8 cm de espesor en seco	83 805.28	M ²	600.35	50 312 499.00
11	Guarnición de concreto simple, sección pecho de palma	11 706.04	ml	345.00	4 038 583.80

ANTEPRESUPUESTO INFRAESTRUCTURA FALTANTE

C o n c e p t o	Cantidad	Unidad	P. U. \$	Importe \$
Proyecto de energía eléctrica y alumbrado subterráneo, con subestaciones y acometidas subterráneas con lámparas de vapor de sodio de 250 wats.	5 853.00	ML	17 000.00	99 501 000.00
Proyecto telefónico, con subestaciones y acometidas subterráneas	5 853.00	ML	5 500.00	32 191 500.00

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Una vez concluido el trabajo y por lo que se refiere al desarrollo del mismo, se mencionan las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

- 1.- Para llevar a cabo el diseño de un fraccionamiento, es necesario hacer un estudio sobre la posible captación de población y las necesidades socioeconómicas requeridas, para así poder cumplir con el objetivo deseado.
- 2.- Para facilidad y rapidez del cálculo hidráulico, se recomienda utilizar computadoras.
- 3.- Todas las instalaciones de servicio de agua potable deben hacerse arriba y lo más distante posible de la red de alcantarillado con la finalidad de evitar contaminaciones futuras.
- 4.- Es indispensable separar el drenaje sanitario y el drenaje pluvial, siempre y cuando esté dentro del presupuesto de que se disponga, proponiendo plantas de tratamiento para las aguas negras y su reuso en riego.
- 5.- Antes de efectuar el diseño pluvial de un fraccionamiento se debe realizar un análisis hidrológico, así como determinar el sitio de descarga de los caudales.
- 6.- Antes de proceder a los proyectos hidráulicos, se deberá realizar el diseño de la rasante, el cual a su vez

deberá tratar de equilibrar los volúmenes de corte y terraplén.

7.- Se recomienda, antes de iniciar los proyectos de servicios, realizar la planeación del conjunto, evitándose así, problemas constructivos y de funcionamiento posteriores.

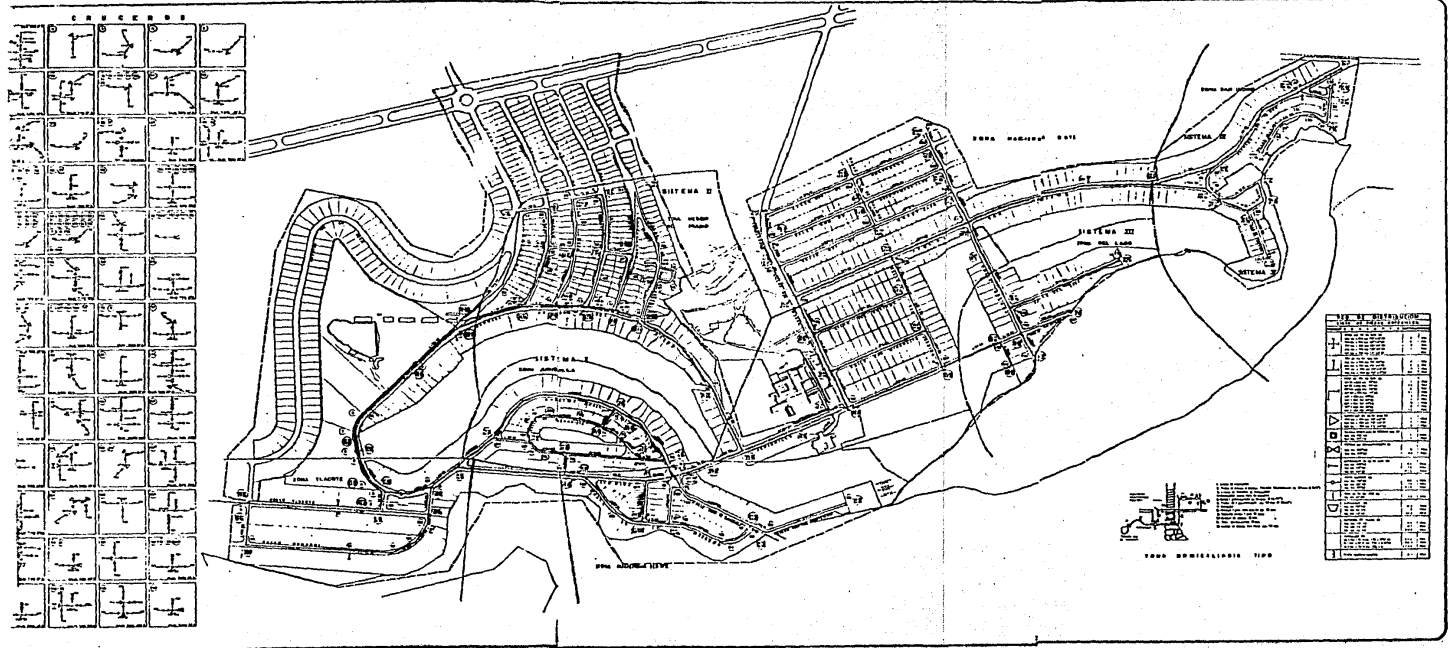
Por lo que se refiere al Fraccionamiento Jurica, se deducen las siguientes conclusiones y recomendaciones:

1.- La red de agua potable se alimentará del tanque El Salto, pero como se presentaron cargas superiores a las permisibles, se propusieron válvulas reductoras de presión en sitios estratégicos.

2.- El drenaje se consideró conveniente separarlo, enviando los gastos de aguas negras por medio de tuberías hacia el colector principal ya existente y el cual deberá descargar a una planta de tratamiento para después desalojar aguas tratadas al Río Jurica, o utilizarlas para el riego de zonas verdes.

Por lo que respecta al drenaje pluvial, por economía, se decidió que el agua de lluvia escurriera por las calles descargando a canales o a un colector principal, que a su vez descargará los caudales en el Río Jurica.

3.- Las vialidades se propusieron con recubrimiento de adocreto, siguiendo en donde sea posible la topografía, con el fin de abatir cortes y terraplenes.



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

JURICA
EL MESON
UMBRA
DESARROLLOS JURICA

SIMBOLOGIA

1. Línea de conducción
2. Línea de distribución
3. Línea de abastecimiento
4. Línea de evacuación
5. Línea de ventilación
6. Línea de escape
7. Línea de protección
8. Línea de seguridad
9. Línea de alarma
10. Línea de control
11. Línea de monitoreo
12. Línea de diagnóstico
13. Línea de mantenimiento
14. Línea de reparación
15. Línea de sustitución
16. Línea de reemplazo
17. Línea de actualización
18. Línea de mejora
19. Línea de optimización
20. Línea de eficiencia
21. Línea de ahorro
22. Línea de ahorro de energía
23. Línea de ahorro de agua
24. Línea de ahorro de espacio
25. Línea de ahorro de tiempo
26. Línea de ahorro de dinero
27. Línea de ahorro de recursos
28. Línea de ahorro de materiales
29. Línea de ahorro de mano de obra
30. Línea de ahorro de costos
31. Línea de ahorro de impuestos
32. Línea de ahorro de multas
33. Línea de ahorro de sanciones
34. Línea de ahorro de penalidades
35. Línea de ahorro de intereses
36. Línea de ahorro de gastos
37. Línea de ahorro de pérdidas
38. Línea de ahorro de riesgos
39. Línea de ahorro de daños
40. Línea de ahorro de accidentes
41. Línea de ahorro de lesiones
42. Línea de ahorro de enfermedades
43. Línea de ahorro de muertes
44. Línea de ahorro de vidas
45. Línea de ahorro de legados
46. Línea de ahorro de reputación
47. Línea de ahorro de credibilidad
48. Línea de ahorro de confianza
49. Línea de ahorro de respeto
50. Línea de ahorro de dignidad
51. Línea de ahorro de honor
52. Línea de ahorro de orgullo
53. Línea de ahorro de amor
54. Línea de ahorro de paz
55. Línea de ahorro de justicia
56. Línea de ahorro de equidad
57. Línea de ahorro de libertad
58. Línea de ahorro de igualdad
59. Línea de ahorro de fraternidad
60. Línea de ahorro de solidaridad
61. Línea de ahorro de cooperación
62. Línea de ahorro de ayuda
63. Línea de ahorro de apoyo
64. Línea de ahorro de estímulo
65. Línea de ahorro de motivación
66. Línea de ahorro de inspiración
67. Línea de ahorro de creatividad
68. Línea de ahorro de innovación
69. Línea de ahorro de progreso
70. Línea de ahorro de desarrollo
71. Línea de ahorro de crecimiento
72. Línea de ahorro de expansión
73. Línea de ahorro de diversión
74. Línea de ahorro de entretenimiento
75. Línea de ahorro de recreación
76. Línea de ahorro de ocio
77. Línea de ahorro de vacaciones
78. Línea de ahorro de descanso
79. Línea de ahorro de relajación
80. Línea de ahorro de tranquilidad
81. Línea de ahorro de serenidad
82. Línea de ahorro de calma
83. Línea de ahorro de quietud
84. Línea de ahorro de silencio
85. Línea de ahorro de soledad
86. Línea de ahorro de aislamiento
87. Línea de ahorro de exclusión
88. Línea de ahorro de marginación
89. Línea de ahorro de ostracismo
90. Línea de ahorro de rechazo
91. Línea de ahorro de repulsa
92. Línea de ahorro de aversión
93. Línea de ahorro de odio
94. Línea de ahorro de rencor
95. Línea de ahorro de resentimiento
96. Línea de ahorro de ira
97. Línea de ahorro de furia
98. Línea de ahorro de cólera
99. Línea de ahorro de ira
100. Línea de ahorro de ira

PROYECTO
AGUA POTABLE
AP-JM-001

JURICA
EL MESÓN

UMBRA
DESARROLLOS JURICA

SIMBOLOGIA

NOTAS:

PROYECTO VALIADARES
PLANTA
VI-JM-001

