



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO DE UN CANAL INTERCEPTOR
DE ESCURRIMIENTOS PLUVIALES PARA UN
DESARROLLO HABITACIONAL AL NORTE DEL D.F.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

MARCO ANTONIO GARCIA MONTES



DIRECTOR DE TESIS
ING. GONZALO LÓPEZ DE HARO

MÉXICO, D.F. ENERO DE 2009

En honor a mis padres, por ellos soy lo que soy

Para mi Angélica Mariana, por lo que significa para mí.

Por Marco Diego, que me inspiró terminar esta etapa.

I N D I C E

Página

INTRODUCCIÓN

- Antecedentes 2
- Descripción del proyecto 3

I.- LA ZONA DE ESTUDIO. MARCO FÍSICO - URBANO

- 1.1.- Localización 5
- 1.2.- El Proyecto Urbanístico 7
- 1.3.- Cuenca de Aportación Pluvial 8
 - 1.3.1.- Área 8
 - 1.3.2.- Pendiente 10

II.- APLICACIÓN DE DIVERSOS CRITERIOS PARA LA ESTIMACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO

- 2.1.- Recabación de Información Hidrológica 14
- 2.2.- Selección de Gastos Máximos 24

III.- ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

- 3.1.- Alcantarillado convencional 45
- 3.2.- Canal interceptor en régimen lento, con caídas pequeñas 52
- 3.3.- Canal con pantallas 62

3.4.- Estudio comparativo de alternativas	70
---	----

IV.- PROYECTO EJECUTIVO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA

4.1.- Diseño Hidráulico - Geométrico	75
4.2.- Diseño Estructural	82
4.3.- Dispositivos de captación	84
4.4.- Plano ejecutivo	85
4.5.- presupuesto y Programa de Obra.	86

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	90
---	-----------

BIBLIOGRAFÍA

PROYECTO DE UN CANAL INTERCEPTOR DE ESCURRIMIENTOS PLUVIALES
PARA UN DESARROLLO HABITACIONAL AL NORTE DEL D.F.

I N T R O D U C C I O N

- ANTECEDENTES

El desarrollo urbano de la Ciudad de México se ha incrementado en forma extraordinaria durante los últimos años, lo que ha motivado la construcción de importantes obras de infraestructura y servicios, como son: obras viales, sistemas de drenaje, de abastecimiento de agua potable, electricidad, comunicaciones y transporte, algunos de ellos planeados para un futuro inmediato y otros en un futuro más lejano.

Adicionalmente, se han efectuado obras, dirigidas principalmente a la dotación de mejores condiciones de vida, como lo son el equipamiento para la población, constituido por las viviendas, los servicios educativos, obras de esparcimiento, servicios de salud, y otros.

Atendiendo a los problemas de demanda de viviendas las autoridades correspondientes se han preocupado por resolverlos de distintas maneras; una de ellas es mediante desarrollos habitacionales, muchos de los cuales se proyectan y construyen en los ya escasos lugares disponibles, como lo son las laderas de los cerros, el fondo del Lago de Texcoco y otras zonas que ofrecen pocos atractivos para el desarrollo habitacional por los costos que implica el dotarlos de infraestructura mínima necesaria. Sin embargo al no existir terrenos más nobles para la infraestructura y dada la explosión demográfica, se han empezado a efectuar desarrollos en estas zonas. En este trabajo se plantea la solución de protección contra escurrimientos pluviales de un desarrollo habitacional denominado "San Lucas Patoni" con un área de 18 ha, el cual se proyecta ubicarlo en las faldas del Cerro Anguillo en el que se tiene una topografía muy accidentada (pendiente mayor del 15%); dicho cerro forma parte de la Sierra de Guadalupe, la

cual se localiza al norte de la Ciudad de México, en la Delegación Gustavo A. Madero.

- DESCRIPCION DEL PROYECTO

Para la protección del Fraccionamiento San Lucas Patoni contra los escurrimientos pluviales, se propone el captar las aguas antes de llegar al mismo, a través de una estructura mediante la cual se conducirán las aguas al límite poniente, con el fin de evitar daños dentro del desarrollo habitacional, o encarecer las obras que para el efecto se diseñen dentro de él.

De acuerdo con lo anterior, este trabajo contendrá los siguientes aspectos: Definición de la Cuenca de aportación, recopilación de información hidrológica existente, aplicación de métodos para la determinación del gasto máximo de diseño, planteamiento de alternativas de solución para la captación y conducción de dicho gasto a nivel anteproyecto y su evaluación; se desarrolla el proyecto ejecutivo de la alternativa idónea, y finalmente se consignan las conclusiones y recomendaciones.

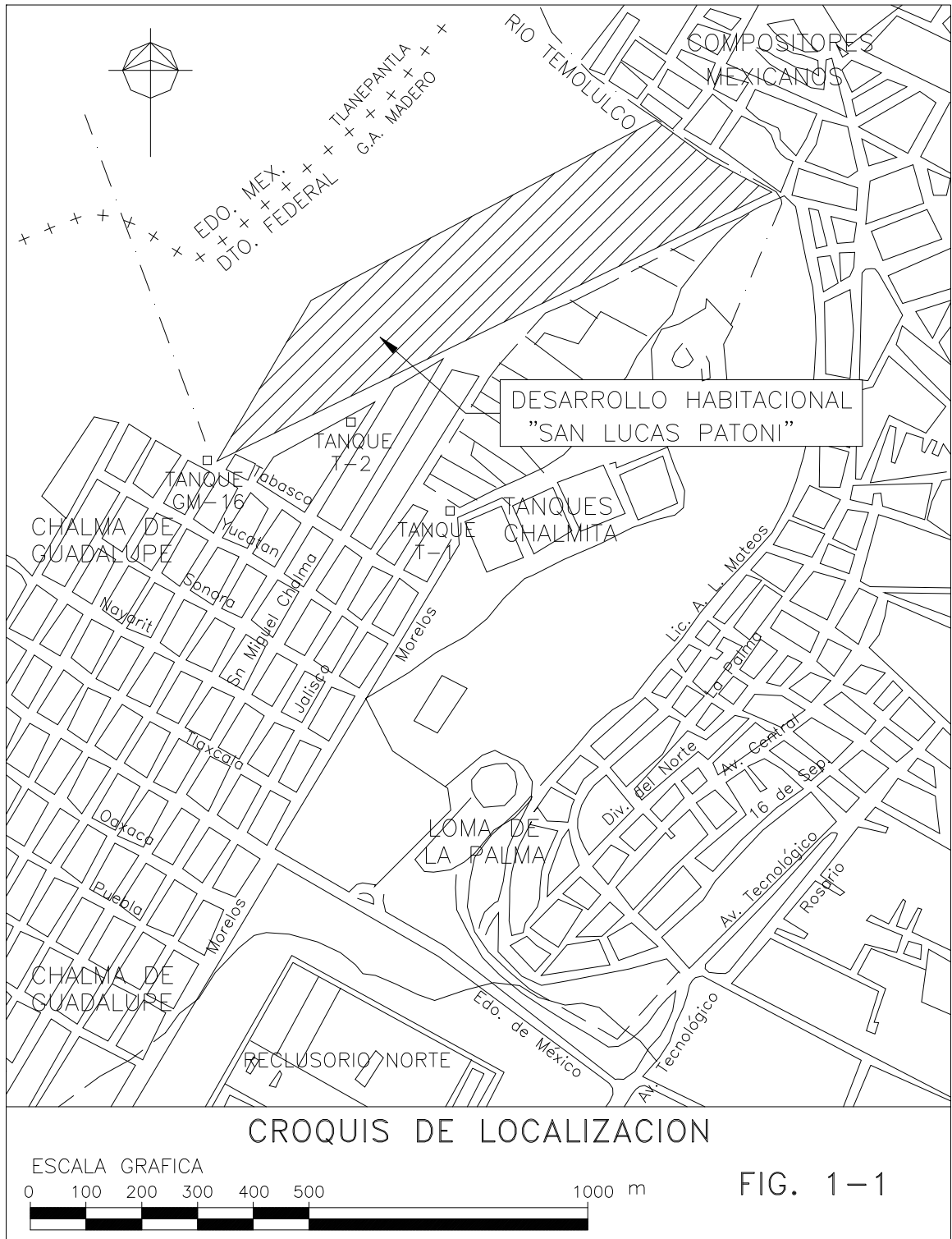
C A P I T U L O I

LA ZONA DE ESTUDIO. MARCO FISICO-URBANO

1.1 -LOCALIZACION

El desarrollo habitacional se localiza al norte de la Ciudad de México, en la Delegación Gustavo A. Madero en la falda del Cerro Anguillo que forma parte de la Sierra de Guadalupe cerca del Reclusorio Norte, cercano con el límite del Estado de México. La localización por coordenadas señala una latitud de 19° 33' 30" y una longitud de 99° 08' 50"; Colinda al sur con la Colonia Chalma de Guadalupe y los Tanques de Agua Potable "CHALMITA", al norte con la Colonia Compositores Mexicanos y el Cerro Anguillo, al sureste con el río Temolulco y por la parte suroeste con el arroyo la Joya (ver figura 1-1).

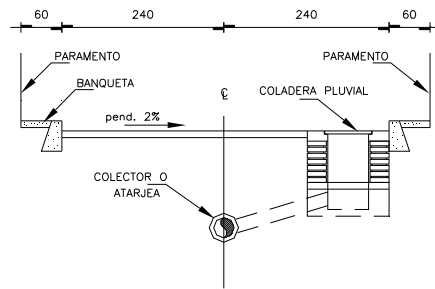
El área del desarrollo habitacional comprende 18 hectáreas, en la cual se pretende que lo habiten 7,216 personas, teniendo una densidad de 400 hab/ha. Su forma tiende a ser un trapecio; por la parte norte es una línea quebrada, la cual tiene una longitud de 1220 m; el límite sur es sensiblemente recto con una longitud de 1220 m, el lado oriente de 260 m y el poniente de 240 m, como se puede observar en la planta general (fig. 1-1).



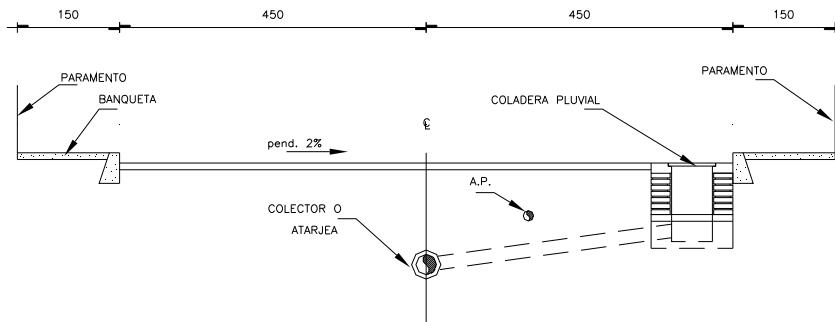
1.2 -EL PROYECTO URBANISTICO

Dentro de lo que se refiere al proyecto urbanístico del desarrollo habitacional, éste fue proporcionado por la Delegación Gustavo A. Madero, el cual considera 80 manzanas, definidas por cuatro calles o vialidades principales que van de suroeste a noreste que son comunicadas por calles perpendiculares a éstas; estas últimas se proyectan como andadores por medio de escalones, por la pendiente muy fuerte que se tiene en ellas.

Las vialidades tienen un ancho de 4.80 y 9.00 m como se muestra en las figuras siguientes:



SECCION TIPO PARA ARROYO DE 4.80 m



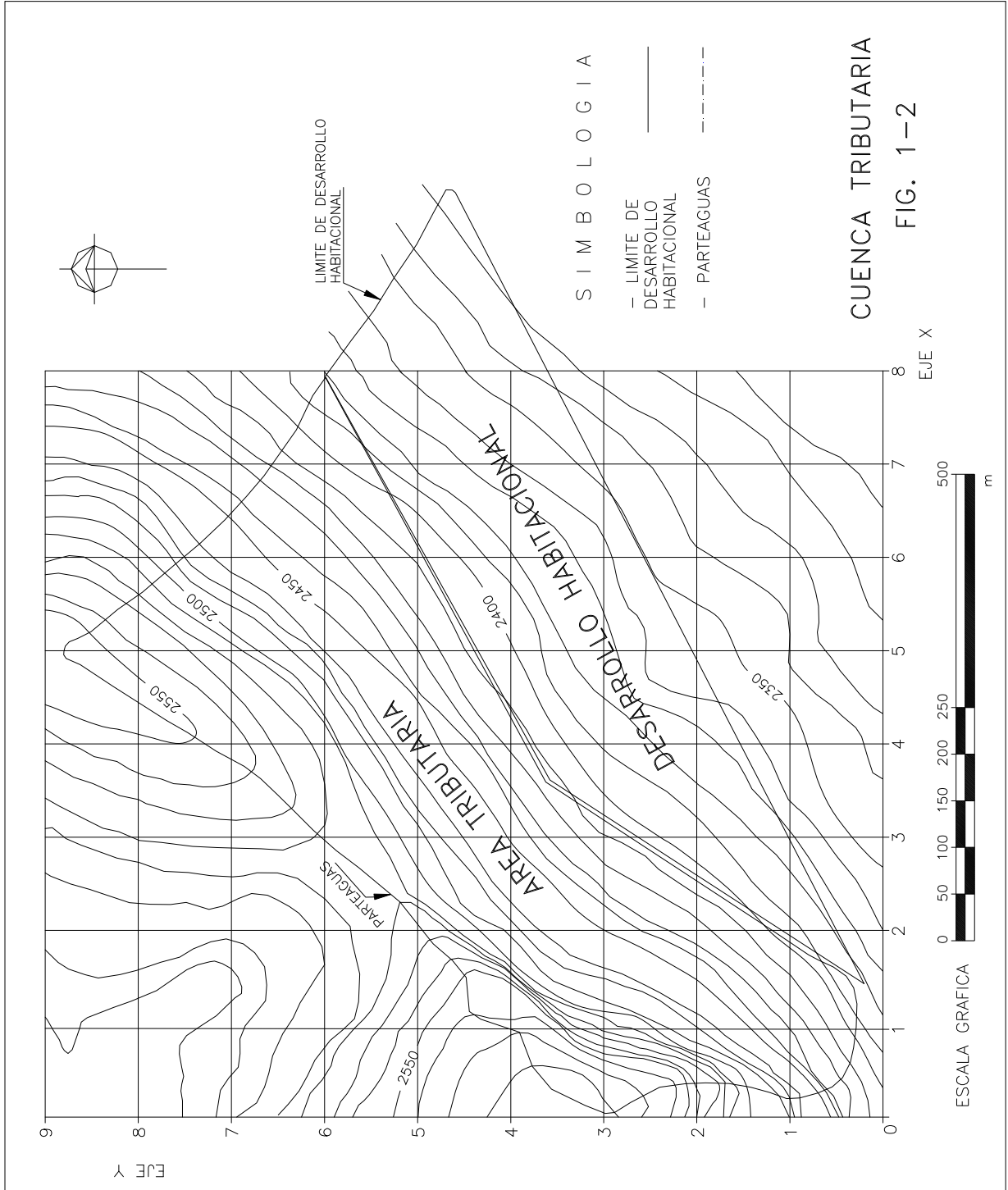
SECCION TIPO PARA ARROYO DE 9.00 m

1.3 -CUENCA DE APORTACION PLUVIAL

1.3.1 - AREA

El área de interés se localiza dentro de la cuenca tributaria al Río de los Remedios; la subcuenca tributaria para el diseño de la obra de protección quedó limitada por un parteaguas, en el cual el punto de mayor nivel topográfico esta ubicado a 2550 m.s.n.m. y en los puntos de descarga el nivel es de 2420 m.s.n.m., dando una cuenca de forma irregular como se muestra en la figura 1-2.

El área drenada de la cuenca tributaria se determinó con planímetro y cuadrícula, dando una superficie de 22 ha.



1.3.2 - PENDIENTE

Para la determinación de la pendiente de la cuenca se aplicó el Criterio de Horton.

Para aplicar este criterio, se trazó una malla cuyo eje seguía aproximadamente los escurrimientos. Se llevaron 8 divisiones sobre el eje X y 9 sobre el eje Y; se obtuvieron 72 cuadros de 0.1 km por lado (figura 1-2).

A continuación, se contaron las intersecciones con las curvas de nivel de cada recta paralela a los ejes, y sus longitudes correspondientes limitadas por el parteaguas. Los resultados se muestran en la tabla 1-1.

Para la evaluación de la pendiente de la cuenca en cada dirección se valúa como:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} ; \quad y \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y} \quad \text{----- (1-1)}$$

Donde:

- D desnivel constante entre curvas de nivel
- Lx longitud total de las líneas de la malla en la dirección "x", comprendidas dentro de la cuenca
- Ly longitud total de las líneas de la malla en la dirección "y", comprendidas dentro de la cuenca
- Nx número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección x, con las curvas de nivel.
- Ny número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección y, con las curvas de nivel.
- Sx pendiente de la cuenca en la dirección x

Sy pendiente de la cuenca en la dirección y

Horton considera que la pendiente media de la cuenca puede determinarse como:

$$S_c = \frac{N D \sec \Theta}{L} \quad \text{----- (1-2)}$$

donde

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x + N_y$$

Θ = ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel, que en este mide 45° . (fig. 1-2)

Como el desnivel entre curvas de nivel es de $D= 0.002$ km, y empleando los valores obtenidos en la tabla 1-1, la pendiente de la cuenca según la ecuación 1-2 vale:

$$S_c = \frac{169 \times 0.002 \times \sec 45^\circ}{527} = 0.06413$$

y la pendiente en cada dirección (ec 1-1)

$$S_x = \frac{89 \times 0.002}{2.40} = 0.07416$$

y

$$S_y = \frac{80 \times 0.002}{2.87} = 0.05575$$

y si se considera la pendiente de la cuenca como el promedio aritmético de S_x y S_y , se tiene que $S_c = 0.06413$, y usando el promedio geométrico $S_c = 0.06495$. Se considera $S_c=0.06413$.

Tabla 1-1.- *Cálculo de las intersecciones y longitudes de la malla dentro de la cuenca tributaria.*

No. de línea de la malla	Intersecciones		Longitudes (km)	
	Nx	Ny	Lx	Ly
0	0	0	0.00	0.00
1	9	18	0.18	0.34
2	14	12	0.23	0.37
3	17	12	0.31	0.51
4	12	13	0.30	0.59
5	11	14	0.40	0.68
6	14	8	0.50	0.27
7	9	3	0.26	0.11
8	3	0	0.11	0.00
9	0	0	0.00	0.00
SUMA	89	80	2.40	2.87
SUMA TOTAL	169		5.27	

C A P I T U L O I I

APLICACION DE DIVERSOS CRITERIOS PARA LA ESTIMACION DE
GASTOS MAXIMOS

2.1 -RECABACION DE INFORMACION HIDROLOGICA

Para el análisis hidrológico, se localizaron estaciones pluviográficas que estuvieran cercanas a la zona de estudio, ya que dentro de la cuenca tributaria no las hay.

Se tomaron las estaciones "Chalmita" y "P. Barrientos" las cuales son operadas por la D.G.C.O.H. del Departamento del Distrito Federal con número 1 y 44 respectivamente; estas se localizan a una distancia de 1050 y 3450 m de la zona de estudio.

Las estaciones mencionadas cuentan con registros pluviográficos que cubren nueve años, los cuales son para una duración de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, y 240 minutos, de los cuales se analizaron únicamente hasta 90 min tomando en cuenta que es una cuenca pequeña.

A partir de los datos obtenidos se calculó un promedio pesado para la zona de estudio en función de la distancia de cada estación, para el cálculo de este promedio se empleo la fórmula del promedio pesado en la que:

$$h_{pp} = \frac{(h_1 * f_1) + (h_2 * f_2)}{(f_1 + f_2)} \dots \dots \dots (2-1)$$

donde

h_{pp} altura de precipitación del promedio pesado

h_1 altura de precipitación de la estación Chalmita

h_2 altura de precipitación de la estación P. Barrientos

f_1 factor de ajuste para h_1

f_2 factor de ajuste para h_2

Los factores de ajuste, dependen de la distancia de las estaciones a la zona de estudio.

Calculando:

$d_1 = 1050$ m (distancia de la est. 1 a la zona de estudio)

$d_2 = 3450$ m (distancia de la est. 44 a la zona de estudio)

entonces

$$d_1 + d_2 = 4500 \text{ m}$$

por tanto

$$f_1 = \frac{d_2}{d_1 + d_2} = \frac{3450}{4500}$$

finalmente tenemos $f_1 = 0.77$

Por otro lado

$$f_2 = \frac{d_1}{d_1 + d_2} = \frac{1024}{4500}$$

que da $f_2 = 0.23$

Sustituyendo los datos en la ecuación 2-1, los resultados del promedio pesado se pueden ver en la tabla 2-3; los valores de h_1 y h_2 , se tomaron de las tablas 2-1 y 2-2, respectivamente.

Tabla 2-1.-Valores de intensidades máximas de lluvia (mm/hr) de la estación "Chalmita".

AÑO	Tiempo (min)							
	5	10	15	20	30	45	60	90
1	121.00	94.00	75.00	62.00	45.00	32.00	25.00	17.00
2	152.00	149.00	116.00	100.00	76.00	53.00	40.00	27.00
3	106.00	76.00	54.00	48.00	41.00	27.00	20.00	14.00
4	76.00	60.00	55.00	57.00	46.00	36.00	27.00	18.00
5	45.00	42.00	34.00	30.00	30.00	34.00	27.00	22.00
6	76.00	76.00	76.00	66.00	52.00	30.00	30.00	24.00
7	45.00	42.00	34.00	28.00	30.00	28.00	27.00	22.00
8	134.00	68.00	48.00	62.00	52.00	37.00	30.00	21.00
9	42.00	25.00	42.00	42.00	35.00	28.00	24.00	16.00

Tabla 2-2.-Valores de intensidades máximas de lluvia (mm/hr) de la estación "P. Barrientos".

AÑO	Tiempo (min)							
	5	10	15	20	30	45	60	90
1	152.00	114.00	101.00	89.00	70.00	49.00	38.00	26.00
2	101.00	87.00	76.00	69.00	60.00	50.00	46.00	41.00
3	91.00	76.00	60.00	53.00	45.00	34.00	26.00	18.00
4	75.00	58.00	44.00	35.00	25.00	16.00	11.50	9.00
5	85.00	56.00	56.00	56.00	48.00	41.00	34.00	23.00
6	100.00	60.00	55.00	55.00	48.00	39.00	35.00	24.00
7	85.00	56.00	56.00	56.00	41.00	41.00	34.00	23.00
8	185.00	144.00	124.00	115.00	96.00	73.00	60.00	42.00
9	99.00	47.00	39.00	39.00	39.00	35.00	25.00	21.00

Tabla 2-3.-Valores de intensidades máximas de lluvia (mm/hr) en la "Zona de Estudio".(promedio pesado).

AÑO	Tiempo (min)							
	5	10	15	20	30	45	60	90
1	128.23	98.67	81.07	68.30	50.83	35.97	28.03	19.10
2	140.10	134.53	106.67	92.77	72.27	52.30	41.40	30.27
3	102.50	76.00	55.40	49.17	41.93	28.63	21.40	14.93
4	75.77	59.53	52.43	51.87	41.10	31.33	23.38	15.90
5	54.33	45.27	39.13	36.07	34.20	35.63	28.63	22.23
6	81.60	72.27	71.10	63.43	51.07	32.10	31.17	24.00
7	54.33	45.27	39.13	34.53	32.57	31.03	28.63	22.23
8	145.90	85.73	65.73	74.37	62.27	45.40	37.00	25.90
9	55.30	30.13	41.30	41.30	35.93	29.63	24.23	17.17

Con los resultados de la tabla 2-3, se procede a estimar mediante extrapolación los eventos máximos asociados a períodos de retorno específicos requeridos para el diseño de la obra de captación.

Para lo anterior se utilizó el método de *Gumbel*, el cual permite ajustar una serie de eventos máximos anuales, que en este caso son lluvias máximas anuales de una duración específica a una distribución de valores extremos tipo "I", conocida como distribución doble exponencial o de *Gumbel*.

La función de densidad acumulada de la distribución de valores extremos tipo "I" está dada por:

$$P(X) = e^{-e^{-(a+X)/c}} \quad \text{---- (2-2)}$$

donde:

X variable aleatoria

P(X) probabilidad de que el evento máximo en un año dado sea menor que X

a,c parámetros de la función

Y la probabilidad complementaria de P(X) es la probabilidad $p(X)$ de que un evento máximo anual de magnitud X sea igualado o excedido, así pues:

$$p(X) = 1 - e^{-e^{-(a+X)/c}} \quad (2-3)$$

Teniendo en cuenta la siguiente relación:

$$p(X) = \frac{1}{Tr} \quad (2-4)$$

donde

$$Tr = \frac{N+1}{M} \quad (2-5)$$

en la que:

Tr tiempo de retorno en horas

N números de años de datos

M número de orden, 1, 2, ... N

La ecuación anterior es conocida como la fórmula de *Weibull* y permite estimar el período de retorno, el cual es definido como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud X puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.

Haciendo uso de las cuatro últimas fórmulas y aplicándolas el los datos de la tabla 2-3, y empleando un programa de computadora, se hizo un resumen de los resultados obtenidos, los cuales se presentan en la tabla 2-4 y posteriormente la curva de Intensidad - Duración - Período de Retorno, correspondiente a estos valores (ver gráfica 2-1).

Cabe señalar que se tomaron períodos de retorno pequeños por ser los usuales para diseño de sistemas de drenaje pluvial como el que se analiza en esta tesis. (Norma de Construcción del Gobierno del Distrito Federal)

Tabla 2-4.- *Valores de intensidades de lluvia (mm/hr) en la "Zona de Estudio" para diferentes períodos de retorno.*

T min	Tr (años)					
	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
5	69.60	88.14	100.43	109.73	123.54	133.77
10	51.84	67.68	78.18	86.12	97.93	106.66
15	47.16	58.33	65.73	71.34	79.66	85.83
20	44.63	54.28	60.67	65.51	72.70	78.02
30	38.42	45.11	49.55	52.90	57.89	61.58
45	30.76	34.72	37.34	39.33	42.28	44.46
60	25.25	28.46	30.58	32.19	34.58	36.35
90	17.94	20.50	22.20	23.49	25.40	26.81

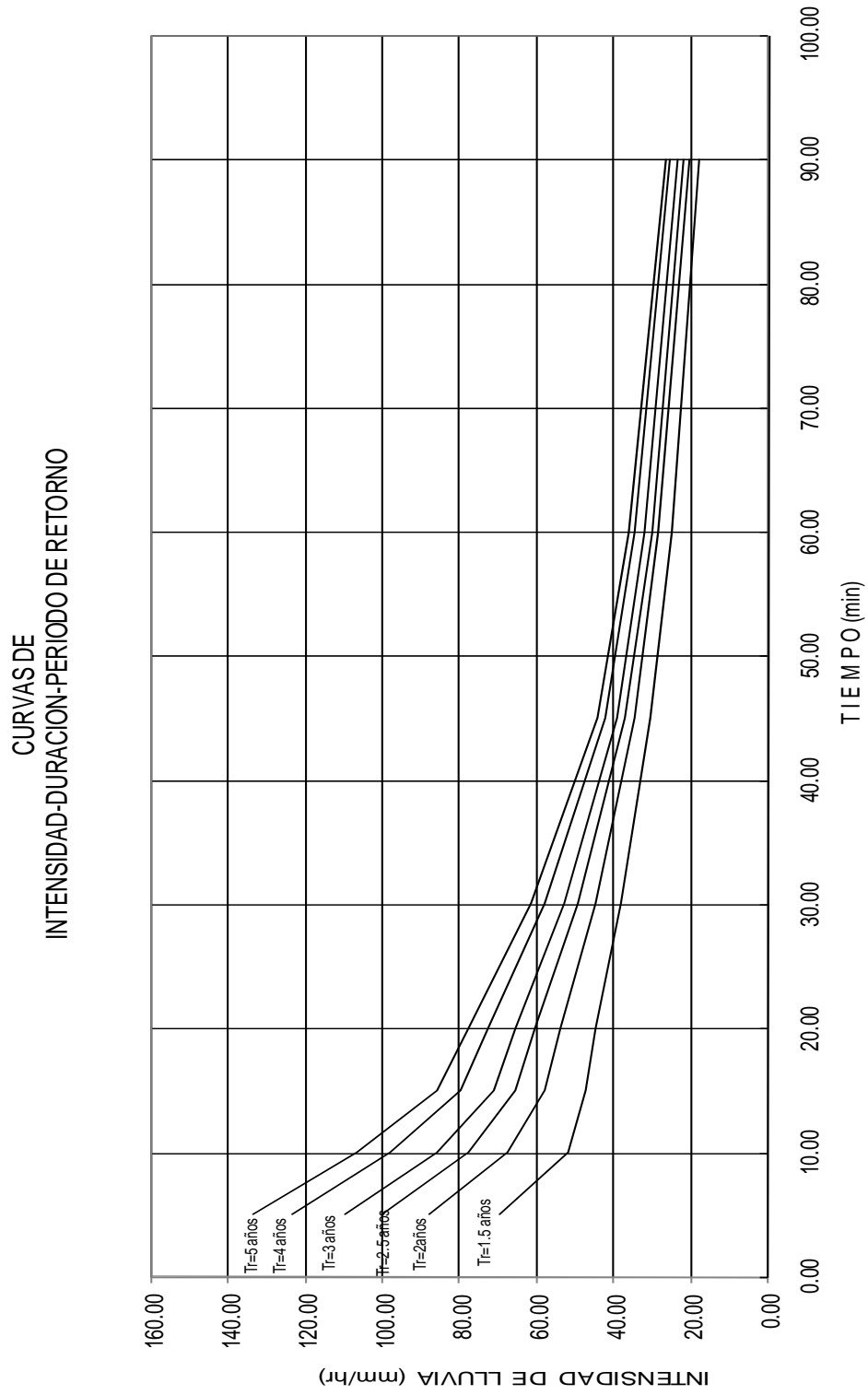


FIGURA 2-1

TIEMPO DE CONCENTRACION

El tiempo de concentración de una cuenca puede definirse como el tiempo que tardaría una partícula de agua en transportarse desde la parte más alejada hasta la salida de la misma y es un parámetro de gran interés para algunas estimaciones hidrológicas. Es evidente que la determinación práctica de tiempos de concentración presenta problemas, por la gran variedad de factores que puedan intervenir.

Existen diferentes criterios para el cálculo del tiempo de concentración, entre los cuales está el de Hathaway que aplica la siguiente fórmula:

$$t_c^{2.14} = 0.342492 \frac{Ln}{\sqrt{S}} \text{-----}(2-6)$$

donde:

- t_c tiempo de concentración, en horas (hr)
- L longitud del cauce principal, en km
- n coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional
- S pendiente del cauce, adimensional

Para determinar L, ya que en la cuenca que se analiza no existe un cauce definido, se le asignó un valor de 0.450 km, tomando el punto más alejado a la obra de captación.

Aplicando la fórmula 2-6 y considerando $n= 0.040$ (áreas cultivadas con cosecha de campo, según *Ven Te Chow*), y considerando la pendiente de la cuenca $S_c=S= 0.06413$ calculada en el capítulo I, se tiene:

$$t_c^{2.14} = 0.342492 \frac{(0.450 * 0.040)}{\sqrt{0.06413}}$$

$$t_c = 0.1761882 \text{ Hr}$$

por lo tanto el tiempo de concentración es $t_c = 11$ minutos.

2.2 SELECCION DE GASTOS MAXIMOS

Para el cálculo del gasto de diseño, existen diferentes métodos que pueden clasificarse como cinco grupos, de acuerdo a los fundamentos y consideraciones en que se basan, así como el tipo de datos que requieren para su aplicación. Los grupos son los siguientes:

- 1.- Fórmulas y métodos empíricos
- 2.- Envolventes de gastos máximos
- 3.- Métodos probabilísticos
- 4.- Métodos basados en la relación lluvia-escorrentamiento
- 5.- Método de sección de control.

De acuerdo a los datos de estudio que se tienen, se aplican los únicamente dos opciones (1 y 4), de las anteriores.

FORMULAS Y METODOS EMPIRICOS

Estos métodos corresponden a los más simples, pues su aplicación se reduce a usar una fórmula basada en experiencias anteriores y que generalmente se basan en establecer la relación entre el gasto máximo y una o varias características fisiográficas de la cuenca que influyen en su cálculo.

Los métodos empíricos utilizados para la estimación del gasto máximo de diseño para la obra de captación, se indican y aplican a continuación así como los parámetros que intervienen en ellos.

a).- FORMULA DE BURKLI - ZIEGLER

La fórmula se desarrolló en Zurich, publicada en 1878 y tiene una aplicación principalmente en el diseño de alcantarillado pluvial en cuencas urbanas pequeñas. La cual puede expresarse como:

$$Q = \frac{2.78}{1000} CAI \left(\frac{S}{A} \right)^{0.25} \text{ -----(2-7)}$$

donde

Q - gasto máximo en m³/seg

C - coeficiente de escurrimiento

A - área de la cuenca en ha

I - intensidad de lluvia en mm/hr

S - pendiente representativa de la cuenca en milésimas

Tomando un coeficiente de escurrimiento de C=0.30, de acuerdo a las características físicas de la cuenca, intensidad igual a 105 mm/hr para Tr= 5 años según gráfica 2-1, S=0.06413 y 22 ha como área de la cuenca (capitulo I), sustituyendo valores en la ec. 2-7 se tiene un gasto de:

$$Q = \frac{2.78}{1000} * 0.30 * 22 * 105 * \left(\frac{64.13}{22} \right)^{0.25}$$

$$Q = 2.517 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b).- FORMULA RACIONAL AMERICANA

Es una de las fórmulas más antiguas y de las de mayor aplicación, de la cual se han derivado la mayor parte de los métodos empíricos existentes y la fórmula que se aplica es:

$$Q = K C I A \text{ ----- (2-8)}$$

donde

- Q - gasto en lps
- K - constante igual a 2.778
- C - coeficiente de escurrimiento
- I - intensidad de lluvia en mm/hr
- A - área de la cuenca en Ha

Tomando los datos utilizados para el cálculo de gasto por *Burkli-Zieger* y aplicando la fórmula (2-8) se tiene un gasto de:

$$Q = 2.778 * 0.30 * 105 * 22$$

$$Q = 1925.15 \text{ lps.}$$

c).- FORMULA DE CHAMIER

La podemos expresar como:

$$Q = 0.35 * C * R * A^{3/4} \text{ --- (2-10)}$$

donde

Q - gasto máximo en m³/seg.

C - coeficiente que depende de las características físicas de la cuenca, cuyos valores aparecen a continuación:

0.25 a 0.35	terrenos planos, suelos arenosos o superficies cultivadas
0.35 a 0.45	potreros con pendientes pequeñas y suelos permeables
0.45 a 0.55	regiones boscosas con pendientes medianas y suelos compactos pedregosos
0.55 a 0.65	zonas montañosas con afloramientos rocosos y suelos impermeables.

R - máxima intensidad de lluvia en mm/hr con duración igual al tiempo de concentración

A - superficie de la cuenca en km²

Seleccionando un coeficiente de 0.30 y para un tiempo de concentración igual a $t_c=11$ min calculado anteriormente, se tiene

que R tiene un valor de 105 mm/hr. Por tanto aplicando los valores de C, R y A = 0.22 km² se encuentra que:

$$Q = 0.35 * 0.30 * 105 * (0.22)^{3/4}$$

el gasto es $Q = 3.54 \text{ m}^3/\text{seg.}$

METODOS BASADOS EN LA RELACION LLUVIA-ESCURRIMIENTO

Estos métodos consideran principalmente las características fisiográficas de la cuenca en estudio, así como las de tormentas desfavorables que puedan presentarse en la zona.

a).- METODO DE CHOW

El método del *Dr. Ven Te Chow*, publicado en 1962, se basa en el concepto de hidrograma unitario, en la síntesis hidrográfica de la cuenca y de la disposición de datos climatológicos del lugar.

Aplicando el método de *Chow*, se tiene la siguiente fórmula:

$$Q_p = A * X * Y * Z \text{-----}(2-11)$$

donde

Q_p - gasto de pico m^3/seg

A_c - área de la cuenca en Km^2

Z - fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad $i = 1 \text{ mm/d}_e$ (factor de reducción de pico)

X - parámetro denominado, factor de escurrimiento que depende de la precipitación en exceso, que puede presentarse, que esta en función de la capacidad de infiltración y de algunos otros factores, y se le asigna según *Chow* el valor de:

$$X = \frac{P_{eb}}{d}$$

El *Soil Conservation Service* recomienda otro procedimiento para calcular la lámina de precipitación en exceso, propone para este fin, la aplicación de la siguiente fórmula:

$$P_e = \frac{(P - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \dots (2-12)$$

donde

P y P_e - láminas de precipitación total y en exceso en cm

N - índice llamado "*número de escurrimiento*" que depende del tipo del suelo y de la cubierta vegetal de la cuenca

Y - factor climático representado por:

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b}$$

El factor climático **Y** toma en cuenta la variación de la lluvia entre la estación base (P_b) y la zona en estudio (P) y se utiliza para transportar la tormenta. Dicha variación esta afectada por un coeficiente de ajuste igual a 2.78.

El factor de reducción pico Z , se puede calcular, según *Chow*, como una función del tiempo de retraso (tiempo que transcurre del centro de la masa de la precipitación al pico del hidrograma) y de la duración en exceso d_e como se muestra en la figura 2-2.

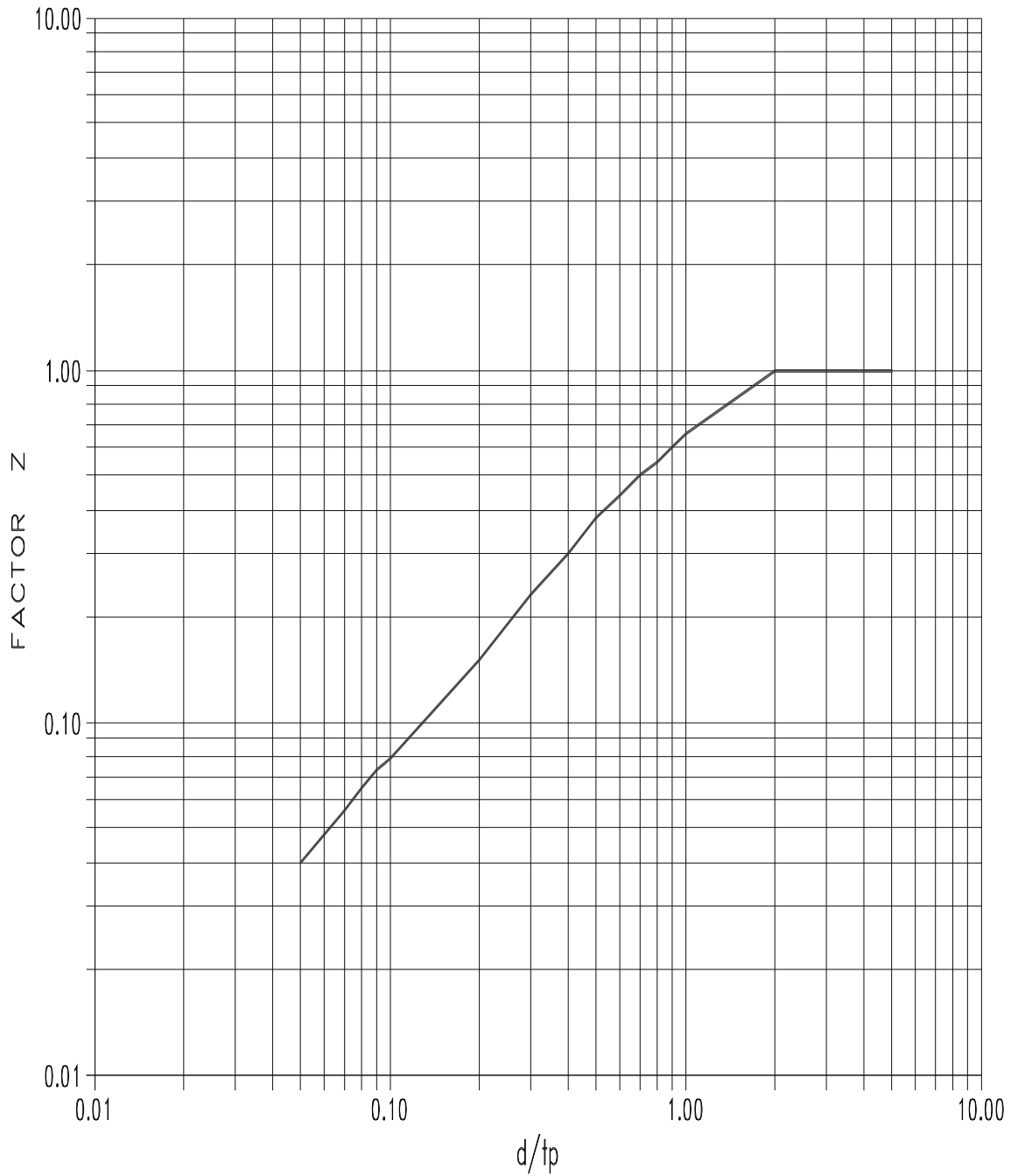
El tiempo de retraso se puede calcular, según *Chow*, como:

$$t_p = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \text{ --- (2-13)}$$

donde

t_p tiempo de retraso en hr
 L longitud del cauce principal en m
 S pendiente del cauce en %

METODO DE CHOW
VALORES DE " Z "



F I G U R A 2-2

Tomando los valores ya calculados anteriormente empleados de $L = 450$ m y $S = 0.06413 = 6.413$ en %, se tiene:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{450}{\sqrt{6.413}} \right]^{0.64}$$

da que $t_p = 0.14$ hr = 8.4 min

En cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, se ha observado que la magnitud del tiempo de retraso t_p , se aproxima mucho a la del tiempo de concentración t_c , por lo que se puede tomarse uno en lugar del otro. Considerando lo anterior se toma el valor de $t_c = 11$ min para t_p .

Aplicando fórmulas y haciendo las operaciones correspondientes, se llegó a los resultados mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 2-5.- Gastos máximos, por el método de Chow.

d (hr)	P (cm)	P _b (cm)	P _e	X	Y	d/t _p	Z	Q _p (m ³ /seg)
0.083	1.110	1.262	0.106	1.282	2.445	0.354	0.380	0.262
0.167	1.781	2.488	0.692	4.145	1.990	0.913	0.610	1.107
0.250	2.145	2.900	0.954	3.816	2.056	1.366	0.810	1.398
0.333	2.600	3.330	1.250	3.754	2.171	1.820	0.920	1.649
0.500	3.080	3.800	1.594	3.189	2.253	2.732	1.000	1.581
0.750	3.340	3.975	1.727	2.303	2.336	4.098	1.000	1.183
1.00	3.630	4.000	1.746	1.746	2.523	5.464	1.000	0.969
1.500	4.020	4.050	1.785	1.190	2.759	8.197	1.000	0.722

Para los cálculos se consideró $t_p = 0.183$ hr, los valores de P y P_b son para un período de retorno de 5 años; y en el valor de $N=79$ para un suelo tipo B según la tabla 2-6, sustituyéndolos en la ecuación 2-12.

Como se puede observar en la tabla 2-5, el gasto máximo de diseño utilizando el método de Chow, es de $1.65 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Tabla 2-6.- Selección del número de es escurrimiento "N" de acuerdo con el criterio del Soil Conservation Service.

Uso de la tierra o cobertura	Condiciones de la superficie	tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Esparciado o de baja anspiración.	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o de alta transpiracion	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	De tierra dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy esparcido o de - baja transpiración	56	75	86	91
	Esparcido o de baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso o de alta --- transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o de alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin -- cultivo) Cultivos de surco	Surcos rectos	77	86	91	94
	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	terrazas	64	73	79	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
Superficie imper - meable		100	100	100	100

b).- METODO DE I-PAI WU

El método de *I-Pai Wu*, se basa en el modelo lineal propuesto por Nash para obtener hidrogramas unitarios instantáneos.

La expresión de la cual se calcula el gasto máximo de diseño en m³/seg, se define como:

$$Q_m x = 2.78 \frac{APe}{Tm} f(n, Tm) \text{ --- (2 - 14)}$$

siendo

A área de la cuenca en km²

Pe precipitación en exceso para la tormenta en estudio, en m

$$f(n, Tm) = \frac{(n - 1)^{n*} e^{1-n}}{\Gamma(n)} \text{ --- (2 - 15)}$$

donde

$$Tm = 0.93 A^{1.85} L^{-1.233} S^{-0.663} \text{ --- (2 - 16)}$$

en esta ecuación se tiene que:

L - longitud del cauce principal en km

$\Gamma(n)$ - función gamma de:

$$n = \int t^{n-1} e^{-t} dt$$

$$K_1 = 0.73 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \dots (2-17)$$

n - número de recipientes lineales que simulan la cuenca y vale:

$$n = \frac{4 T_m}{K_1}$$

Tomando como datos de:

$$A = 0.22 \text{ km}^2$$

$$L = 0.450 \text{ km}$$

$$S = 0.06413 = 6.413 \%$$

Para el cálculo de P_e , se procede como se hizo en el método de Chow aplicando la ecuación 2-12, dando el mismo valor de $N=79$; y en este caso P se calcula con la tormenta más desfavorable. Como la estación base no se encuentra en la zona de estudio, se deberá transportar la tormenta en forma similar como se efectuó en el método de Chow al emplear el coeficiente Y .

Así se tiene que

$$P_e = P_{eb} \frac{P}{P_b} = 0.058 \frac{1.167}{1.084}$$

Se obtiene que $P_e = 0.062$ m

Sustituyendo los datos y aplicando las ecuaciones correspondientes se tiene

$$T_m = 0.93 * 0.22^{1.85} * 0.45^{-1.233} * 6.413^{0.663}$$

dando como resultado $T_m = 0.044$

$$K_1 = 0.73 * 0.22^{0.937} * 0.45^{1.474} * 6.413^{1.473}$$

dando que $K_1 = 0.037$

cálculo de **"n"**

$$n = \frac{4 * 0.044}{0.037} = 4.757$$

Aplicando la ecuación 2-15 se tiene que:

$$f(n, T_m) = \frac{(4.757 - 1)^{4.757} * e^{-4.757}}{\Gamma(4.757)}$$

$$f(n, T_m) = \frac{12.6728}{\Gamma(4.757)}$$

- Calculando la función Gamma como:

$$\Gamma(x) = \frac{\Gamma(x+1)}{x}, \Gamma(x) = (x-1)\Gamma(x-1)$$

tenemos que $n=x= 4.757$, $(x+1)=5.757$

$$\Gamma(5.757) = 4.757\Gamma(3.757)$$

$$\Gamma(5.757) = 4.757 \cdot 3.757 \cdot 2.757 \cdot 1.757 \Gamma(1.757)$$

de las tablas de funciones especiales de tabla No. 19 (referencia No. 3 pág.81) interpolando se tiene que:

$$\Gamma(1.757) = 0.92$$

por tanto

$$\Gamma(5.757) = 86.567 * 0.92 = 16.74$$

y

$$\Gamma(4.757) = \frac{79.64}{4.757} = 16.74$$

sustituyendo tenemos que

$$f(n, T_m) = \frac{12.6728}{16.74} = 0.757$$

Por último, aplicando la ecuación 2-14 nos da el gasto calculado por el método de *I-Pai Wu* que es:

$$Q_m x = 2.78 * \frac{(0.22 * 0.062)}{0.044} * (0.765)$$

$$Q_{\text{máx}} = 0.652 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

En la siguiente tabla se hace un resumen de los gastos máximos que se calcularon con los diferentes métodos utilizados.

Tabla 2-7 Gastos máximos calculados.

METODO	GASTO m ³ /seg
- Fórmulas y métodos empiricos	
a).- Burkli - Zieger	2.52
b).- Racional Americana	1.92
c).- Chamier	3.54
- Métodos basados en la relación lluvia- escurrimiento	
a).- Chow	1.65
b).- I - Pai Wu	0.65

Observando los valores de la tabla 2-7, se consideró un gasto máximo de diseño de la estructura de captación igual a 2.00 m³/seg, la cual se proyecta en el capítulo siguiente.

C A P I T U L O I I I

A L T E R N A T I V A S D E S O L U C I O N

En este capítulo se estudiarán tres alternativas en la solución de la captación de las aguas pluviales en el siguiente orden:

- Alcantarillado convencional
- Canal interceptor en régimen lento, con caídas pequeñas
- Canal con pantallas

Dichas alternativas se plantearán a nivel anteproyecto en el cual se diseña únicamente el tipo de estructura que se utilizará para la conducción de las aguas pluviales a las afueras del fraccionamiento; en el capítulo IV, se presenta el proyecto ejecutivo de la alternativa seleccionada. En este capítulo se darán cantidades de obra estimadas aplicando precios unitarios de catálogos oficiales del gobierno del D.F., ya que la selección la alternativa idónea será en función principalmente del costo y procedimientos de construcción, los cuales se comentan al final de éste capítulo.

De acuerdo con la planta general (Fig. 1-1, capítulo I), la estructura se ubica en la parte poniente del desarrollo habitacional, la cual tiene un desarrollo total de 1100 m hasta la descarga. De ésta longitud, se plantea de acuerdo con el área de la cuenca hidrológica tributaria, que, del cadenamamiento km 0+000 al 0+200 se diseñe para una capacidad máxima de 0.50 m³/seg de gasto, del km 0+200 al 0+400 para 1.00 m³/seg, posteriormente del km 0+400 al 0+600 con un gasto de 1.50 m³/seg y finalmente del 0+600 al 1+100 con el total del gasto de diseño igual a 2.00

m³/seg, todo esto, en función de la acumulación de áreas tributarias a cada tramo.

3.1 ALCANTARILLADO CONVENCIONAL

En esta alternativa se plantea como estructura de conducción un sistema de drenaje común con tubería y pozos o pozos-caja, según el diámetro calculado; de acuerdo al gasto de diseño calculado en el capítulo anterior de 2.00 m³/seg, y aplicando la consideración hecha anteriormente de distribuir el gasto a lo largo del colector propuesto.

Para el diseño de la estructura como un drenaje común, se utilizó la fórmula de continuidad, donde:

$$Q = A \cdot V \quad \text{-----} \quad (3-1)$$

en la cual

Q - Gasto de diseño en m³/seg

A - Área hidráulica del tubo en m²

V - Velocidad en el tubo en m/seg

tenemos que:

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

D= Diámetro de la tubería en metros

de acuerdo con Manning se tiene que la velocidad vale:

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

donde:

- n - coeficiente de rugosidad del material de fabricación de la tubería
- R_h - radio hidráulico de la sección, en m
- S - pendiente hidráulica en el tramo considerado

calculando el radio hidráulico como:

$$R_h = \frac{A}{P}, \text{ en el cual:}$$

A = área hidráulica

P = perímetro mojado de la sección hidráulica

y la pendiente hidráulica:

$$S = \frac{H}{L}; \text{ donde:}$$

H - desnivel en el tramo, m

L - longitud del tramo, m

llevando a la ecuación 3-1 se tiene que el gasto se calcula como:

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

Aplicando la ecuación 3-2 y con la ayuda de un programa de computadora, se presenta el cálculo del diámetro y la pendiente de la tubería que pueda conducir el gasto de diseño de acuerdo con el tramo correspondiente:

FORMA DE CALCULO: (ver hojas anexas)

COLUMNA	DESCRIPCION
1	Tramo comprendido entre dos pozos de visita consecutivos, en el cual el primer número es el pozo inicial y el segundo el final, indicando el sentido de escurrimiento de acuerdo al orden de los pozos.
2	Distancia horizontal propia, tributaria y acumulada del tramo.
3	Gasto de diseño calculado anteriormente.
4	Pendiente calculada con las columnas 8 menos la 9 y el resultado se divide entre la distancia del tramo.
5	Diámetro propuesto en el tramo, adecuado para conducir

COLUMNA	DESCRIPCION
	el gasto de la columna 3.
6	Gasto calculado con la ecuación 3-1 a tubo lleno.
7	Velocidad a tubo lleno aplicando la ecuación 3-2.
8	Cota de brocal del pozo.
9	Cota de plantilla de salida del tubo del tramo.
10	Prof. del pozo inicial del tramo y se obtiene restando la columna 8 menos la columna 9.
11	Prof. media en el tramo obtenida de sumar la prof. inicial más la final y dividiendo entre dos.
12	Ancho de la zanja de acuerdo con el diámetro del tubo del tramo.
13	Volumen de excavación en el tramo.
14	Volumen de excavación acumulado en el tramo.
15	Revisión de la velocidad y tirante para el gasto de diseño utilizando el nomograma de Manning.

ALTERNATIVA 1
ALCANTARILLADO CONVENCIONAL

TRAMO	ORGITUDES EN PROPIA TUBERIA	METRO GASTO MAXIMO	PENDIENTE	CONDICION TUBO LLENO	C O T A S EN METROS	PROFUN-DIDAD	PROF. ANCHO ZANJA	VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TUBO	GASTO	C O M D I T I O N TIRANTE
	EN TUBERIA	I.P.S.	en %	TUBO GASTO	ITEM NO PLANTILLA	M	M	M ³	M ³	lps	M/S
1	50	500 C	6.2	505	458.32	1.63	1.20	132	500.00	1.65	54.50
2	35	500 C	21.1	933	457.66	2.89	1.20	132	500.00	2.95	30.50
3	85	500 C	21.0	930	455.44	2.42	1.20	231	500.00	2.95	30.50
4	105	500 C	20.8	925	453.30	2.25	1.20	239	500.00	2.95	30.50
5	143	500 C	20.8	925	451.62	2.13	1.20	327	500.00	2.95	30.50
6	162	500 C	21.1	931	452.00	2.13	1.20	377	500.00	2.95	30.50
7	173	500 C	21.2	935	449.56	1.89	1.20	443	500.00	2.95	30.50
8	170	500 C	21.3	935	448.37	2.83	1.20	479	500.00	2.95	30.50
9	186	500 C	20.0	907	446.46	3.42	1.20	501	500.00	2.95	30.50
10	193	500 C	20.0	907	444.46	3.54	1.20	523	500.00	2.95	30.50
11	200	1000 C	15.5	1436	442.17	1.83	1.40	545	1000.00	2.95	45.50
12	220	1000 C	15.0	1413	440.62	2.61	1.40	620	1000.00	2.94	45.50
13	230	1000 C	14.3	1378	438.37	1.83	1.40	656	1000.00	2.87	45.50
14	237	1000 C	15.0	1413	436.52	2.75	1.40	723	1000.00	2.94	45.50
15	247	1000 C	15.0	1413	435.12	1.83	1.40	737	1000.00	2.94	45.50
16	267	1000 C	15.3	1428	433.12	1.83	1.40	844	1000.00	2.97	45.50
17	282	1000 L	15.3	1428	431.12	1.83	1.40	844	1000.00	2.97	45.50
18	297	1000 C	15.3	1428	429.40	3.55	1.40	901	1000.00	2.97	45.50
19	312	1000 C	15.3	1428	429.17	1.83	1.40	957	1000.00	2.97	45.50
20	327	1000 C	15.3	1420	428.40	2.63	1.40	957	1000.00	2.97	45.50
21	337	1000 C	15.3	1428	426.35	3.65	1.40	1034	1000.00	2.97	45.50
22	347	1000 C	15.0	1413	425.44	2.51	1.40	1051	1000.00	2.94	45.50
23	362	1000 C	15.3	1425	423.44	3.53	1.40	1122	1000.00	2.97	45.50
24	381	1000 C	15.3	1425	421.97	1.83	1.40	1134	1000.00	2.97	45.50
25	403	1000 C	15.3	1425	420.80	3.72	1.40	1194	1000.00	2.97	45.50
26	415	1500 C	12.0	2042	419.90	2.03	1.75	1254	1500.00	2.63	91.00
27	433	1500 C	12.0	2042	418.15	2.03	1.75	1322	1500.00	2.63	91.00
28	455	1500 C	12.0	2042	416.25	2.03	1.75	1400	1500.00	2.63	91.00
29	501	1500 C	12.0	2042	415.05	2.04	1.75	1523	1500.00	2.63	91.00
30	555	1500 C	12.0	2042	417.09	2.04	1.75	1623	1500.00	2.63	91.00

ALTERNATIVAS DE SOLUCION

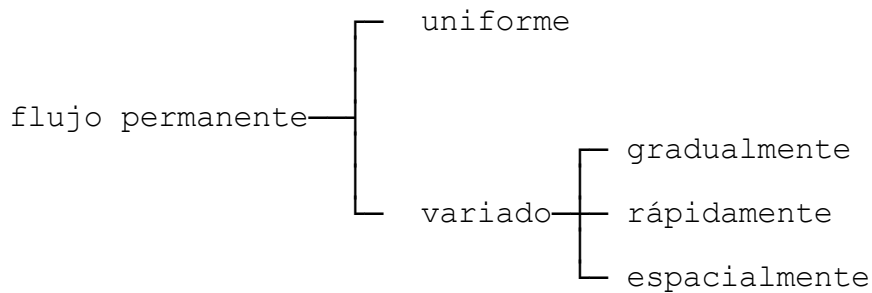
29	29		417.09	413.47	3.62	2.83	1.75	22.94	1857	1500.00	2.63	91.00
30	30	25	415.17	413.17	2.00	2.81	1.75		1930	1500.00	2.63	91.00
30	30	30	415.17	412.04	3.13	2.57	1.75	69.76	1930	1500.00	2.63	91.00
31	31	20	413.80	411.80	2.00	2.57	1.75		2070	2000.00	2.50	107.00
31	31	31	413.80	410.10	3.70	2.85	1.95	65.70	2156	2000.00	2.50	107.00
32	32	15	412.12	409.06	2.15	2.73	1.95	61.17	2156	2000.00	2.50	107.00
32	32	15	412.12	408.73	3.39	2.73	1.95		2237	2000.00	2.50	107.00
33	33	15	410.75	408.59	2.15	2.73	1.95	62.34	2319	2000.00	2.50	107.00
34	34	10	409.30	407.14	2.15	3.04	1.95		2319	2000.00	2.50	107.00
34	34	10	407.45	405.38	3.92	3.04	1.95	69.26	2378	2000.00	2.50	107.00
35	35	10	407.45	403.98	3.47	2.82	1.95	54.86	2433	2000.00	2.50	107.00
36	36	10	406.05	403.89	2.15	2.82	1.95		2433	2000.00	2.50	107.00
36	36	15	406.05	402.69	3.35	2.75	1.95	60.70	2514	2000.00	2.50	107.00
37	37	15	404.71	402.55	2.15	2.75	1.95		2514	2000.00	2.50	107.00
37	37	15	404.71	401.00	3.60	2.73	1.95	64.66	2599	2000.00	2.50	107.00
38	38	15	403.10	400.94	2.15	2.93	1.95		2599	2000.00	2.50	107.00
38	38	15	401.60	399.58	3.52	2.84	1.95	63.07	2632	2000.00	2.50	107.00
39	39	15	399.85	397.76	3.84	3.03	1.95	46.80	2728	2000.00	2.50	107.00
40	40	8	399.85	396.26	3.59	2.85	1.95		2728	2000.00	2.50	107.00
40	40	8	398.35	396.19	2.15	2.83	1.95	44.86	2773	2000.00	2.50	107.00
41	41	8	398.35	395.07	3.23	2.72	1.95		2773	2000.00	2.50	107.00
41	41	8	397.16	395.00	2.15	2.72	1.95	42.43	2816	2000.00	2.50	107.00
42	42	8	395.20	393.02	3.04	3.03	1.95		2816	2000.00	2.50	107.00
43	43	30	395.20	393.04	2.15	3.03	1.95	75.50	2991	2000.00	2.50	107.00
43	43	12	395.20	391.35	3.95	3.05	1.95		2991	2000.00	2.50	107.00
44	44	12	393.30	391.14	2.15	3.05	1.95	71.46	3053	2000.00	2.50	107.00
44	44	8	391.85	389.76	3.54	2.85	1.95		3053	2000.00	2.50	107.00
45	45	8	391.85	389.69	2.15	2.85	1.95	44.44	3177	2000.00	2.50	107.00
45	45	8	387.96	387.96	3.89	3.03	1.95		3177	2000.00	2.50	107.00
46	46	8	387.96	386.11	3.94	3.05	1.95	47.15	3154	2000.00	2.50	107.00
46	46	8	386.20	386.04	2.15	3.05	1.95		3154	2000.00	2.50	107.00
47	47	8	386.20	384.63	3.57	2.87	1.95	47.56	3232	2000.00	2.50	107.00
47	47	10	386.20	384.63	3.57	2.87	1.95		3232	2000.00	2.50	107.00
48	48	10	382.70	382.44	2.15	2.07	1.95	55.07	3273	2000.00	2.50	107.00
49	49	8	382.70	382.91	3.79	2.93	1.95		3273	2000.00	2.50	107.00
49	49	8	381.26	381.26	2.15	2.93	1.95	46.11	3319	2000.00	2.82	64.20
49	49	8	381.26	381.19	2.15	2.95	1.95		3319	2000.00	2.82	64.20
50	50	8	381.26	379.94	3.41	2.79	1.95	46.07	3355	2000.00	2.77	69.55
51	51	6	382.05	379.89	2.15	2.73	1.95	52.56	3338	2000.00	2.77	69.55
51	51	8	382.05	378.81	3.24	2.73	1.95		3338	2000.00	2.77	69.55
52	52	8	380.90	378.74	2.15	2.73	1.95	42.12	3440	2000.00	2.82	64.20
52	52	8	380.90	377.06	3.84	3.03	1.95		3440	2000.00	2.82	64.20
53	53	8	379.15	376.99	2.15	3.03	1.95	46.80	3437	2000.00	2.82	64.20
53	53	8	379.15	375.25	3.70	3.03	1.95		3437	2000.00	2.82	64.20
54	54	7	377.35	375.19	2.15	3.03	1.95	41.36	3628	2000.00	2.75	64.20
54	54	5	377.35	373.19	4.15	3.15	1.95		3628	2000.00	2.75	64.20
55	55	5	375.31	373.15	2.15	3.15	1.95	50.81	3659	2000.00	2.71	69.55
55	55	5	375.31	371.83	3.48	2.87	1.95		3659	2000.00	2.71	69.55
56	56	5	373.95	371.79	2.15	2.82	1.95	27.50	3637	2000.00	2.71	69.55
56	56	5	373.95	369.88	4.07	3.17	1.95		3637	2000.00	2.71	69.55

56	57	7	365	872	2000 L	8.6	107	2659	2.96	371.98	369.82	2.15	3.12	1.95	42.52	3629	2000.00	2.75	64.20
57	58	7	372	873	2000 C	8.6	107	2659	2.96	371.98	367.89	4.09	3.13	1.95	42.66	3629	2000.00	2.75	64.20
58	58									369.99	367.83	2.15	3.13	1.95		3672	2000.00		
59	59	0	379	007	2000 C	0.0	107	2600	2.99	360.15	366.06	3.93	3.05	1.95	47.50	3719	2000.00	2.02	64.20
60	59									368.15	364.09	4.05	3.11	1.95		3719	2000.00		
61	50	7	387	894	2000 C	8.6	107	2659	2.96	366.19	361.03	2.15	3.11	1.95	42.4E	3752	2000.00	2.75	64.20
62	50									366.19	362.03	4.15	3.15	1.95		3752	2000.00		
63	51	8	394	902	2000 C	8.7	107	2686	2.99	364.12	361.96	2.15	3.15	1.95	49.3E	3811	2000.00	2.82	64.20
64	51									364.12	359.96	4.15	3.15	1.95		3811	2000.00		
65	52	8	302	910	2000 C	8.7	107	2686	2.99	362.05	359.89	2.15	3.15	1.95	49.30	3850	2000.00	2.82	64.20
66	52									362.05	357.91	4.14	3.15	1.95		3850	2000.00		
67	53	8	300	913	2000 C	8.8	107	2686	2.99	360.00	357.84	2.15	3.07	1.95	49.14	3939	2000.00	2.82	64.20
68	53									360.00	355.96	4.04	3.10	1.95		3939	2000.00		
69	54	8	308	925	2000 C	8.7	107	2686	2.99	358.05	355.89	2.15	3.10	1.95	48.3E	3958	2000.00	2.82	64.20
70	54									350.05	353.90	4.15	3.15	1.95		3958	2000.00		
71	55	8	326	934	2000 C	8.8	107	2686	2.99	355.99	353.83	2.15	3.15	1.95	49.22	4037	2000.00	2.82	64.20
72	55									355.99	352.02	3.97	3.07	1.95		4037	2000.00		
73	56	8	334	942	2000 C	8.7	107	2686	2.99	354.11	351.95	2.15	3.07	1.95	47.81	4055	2000.00	2.82	64.20
74	56									354.11	350.53	3.53	2.87	1.95		4055	2000.00		
75	57	8	342	950	2000 C	8.8	107	2686	2.99	352.62	350.46	2.15	2.87	1.95	44.77	4130	2000.00	2.82	64.20
76	57									352.62	348.64	3.93	3.07	1.95		4130	2000.00		
77	58	10	350	960	2000 L	9.0	107	2724	3.03	350.71	348.55	2.15	3.07	1.95	59.87	4159	2000.00	2.8E	64.20
78	58									350.71	346.92	3.79	2.93	1.95		4159	2000.00		
79	59	10	360	970	2000 C	9.0	107	2724	3.03	348.99	346.83	2.15	2.93	1.95	58.01	4218	2000.00	2.8E	64.20
80	59									348.99	345.00	3.99	3.03	1.95		4218	2000.00		
81	70	10	370	980	2000 C	9.0	107	2724	3.03	347.07	344.91	2.15	2.83	1.95	59.90	4277	2000.00	2.00	64.20
82	70									347.07	343.58	3.49	2.83	1.95		4277	2000.00		
83	71	10	380	990	2000 C	9.0	107	2724	3.03	345.65	343.49	2.15	2.83	1.95	55.05	4333	2000.00	2.8E	64.20
84	71									345.65	343.58	3.49	2.83	1.95		4333	2000.00		
85	71	10	380	991	2000 C	9.0	107	2724	3.03	345.65	343.49	2.15	2.83	1.95	55.05	4338	2000.00	2.8E	64.20
86	71									345.65	341.45	4.20	3.13	1.95		4338	2000.00		
87	72	10	390	1000	2000 C	9.0	107	2724	3.03	343.52	341.36	2.15	3.13	1.95	62.01	4450	2000.00	2.8E	64.20
88	72									343.52	339.93	3.59	2.85	1.95		4450	2000.00		
89	73	10	400	1010	2000 C	9.0	107	2724	3.03	342.00	339.84	2.15	2.83	1.95	56.0E	4536	2000.00	2.8E	64.20
90	73									342.00	338.23	3.77	2.97	1.95		4536	2000.00		
91	74	10	410	1020	2000 C	9.0	107	2724	3.03	340.30	338.14	2.15	2.97	1.95	57.82	4554	2000.00	2.8E	64.20
92	74									340.30	336.00	3.47	2.02	1.95		4554	2000.00		
93	75	10	420	1030	2000 C	9.0	107	2724	3.03	338.90	336.74	2.15	2.82	1.95	54.85	4619	2000.00	2.8E	64.20
94	75									338.90	335.10	3.80	2.93	1.95		4619	2000.00		
95	76	10	430	1040	2000 C	9.0	107	2724	3.03	337.17	335.01	2.15	2.93	1.95	58.11	4677	2000.00	2.8E	64.20
96	76									337.17	333.47	3.75	2.95	1.95		4677	2000.00		
97	77	10	440	1050	2000 C	9.0	107	2724	3.03	335.49	333.33	2.15	2.95	1.95	57.62	4735	2000.00	2.8E	64.20
98	77									335.49	332.03	3.45	2.81	1.95		4735	2000.00		
99	78	10	450	1060	2000 C	9.0	107	2724	3.03	334.10	331.94	2.15	2.81	1.95	54.80	4799	2000.00	2.8E	64.20
100	78									334.10	330.18	3.92	3.04	1.95		4799	2000.00		
101	79	10	460	1070	2000 C	9.0	107	2724	3.03	332.25	330.09	2.15	3.04	1.95	59.2E	4849	2000.00	2.8E	64.20
102	79									332.25	328.78	3.47	2.82	1.95		4849	2000.00		
103	80	10	470	1080	2000 C	9.0	107	2724	3.03	330.05	328.00	2.15	2.02	1.95	54.0E	4934	2000.00	2.00	64.20
104	80									330.05	326.93	3.92	3.04	1.95		4934	2000.00		
105	81	10	480	1090	2000 C	9.0	107	2724	3.03	329.00	326.84	2.15	3.04	1.95	59.2E	4953	2000.00	2.8E	64.20
106	81									329.00	326.33	2.67	2.42	1.95		4953	2000.00		
107	82	10	490	1100	2000 C	9.0	107	2724	3.03	328.40	326.24	2.15	2.42	1.95	47.0E	5010	2000.00	2.8E	64.20

3.2 CANAL INTERCEPTOR EN REGIMEN LENTO, CON CAIDAS PEQUEÑAS.

Se tomará como ya se mencionó, un gasto de diseño por tramos, pero en este caso el escurrimiento se deberá de conducir fuera del desarrollo habitacional por medio de un canal prismático, ya que conservará su geometría constante por longitudes, el cual deberá cumplir que el flujo se mantenga en regimen lento. Cabe señalar que tanto en esta alternativa así como en la anterior y posterior la descarga al río Temolulco, no se es parte de lo que se plantea y proyecta en esta tesis.

Se recordará los tipos de flujos que se presentan en un canal, los cuales se dividen en dos grupos:



y

flujo no permanente variado — {
 — gradualmente
 — rápidamente

Se propone un canal rectangular cuya sección geométrica se muestra a continuación:

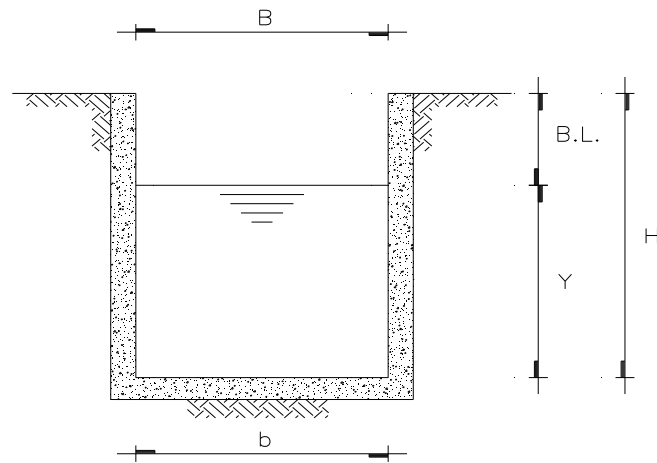


FIGURA 3-1
 SECCIÓN GEOMÉTRICA
 acot. en metros

donde:

- Y - Tirante normal medido verticalmente desde el fondo del canal llamado plantilla hasta la superficie libre del flujo.
- b - Ancho del canal en la plantilla.
- B - Ancho del canal en la superficie del flujo.
- b.L.- borde libre. Altura vertical de la superficie del flujo a la parte última del recubrimiento del canal.
- H - $Y + b.L.$, Altura total del canal.

Como ya se mencionó que la sección del canal deberá ser tal que se tenga en él, un flujo en condiciones de régimen lento, esta condición cae dentro de la clasificación de un flujo uniforme. Para que lo anterior suceda se deberá de cuidar que la pendiente S_a de la superficie libre del agua y la pendiente geométrica S_o del canal sean iguales: $S_f=S_a=S_o=S$, para garantizar una velocidad media constante en cada punto de la sección transversal a lo largo del canal, así como el tirante Y , que en este caso se le conoce como tirante normal.

En la figura 3-2 se observan las condiciones que se deben cumplir en un canal para tener flujo uniforme.

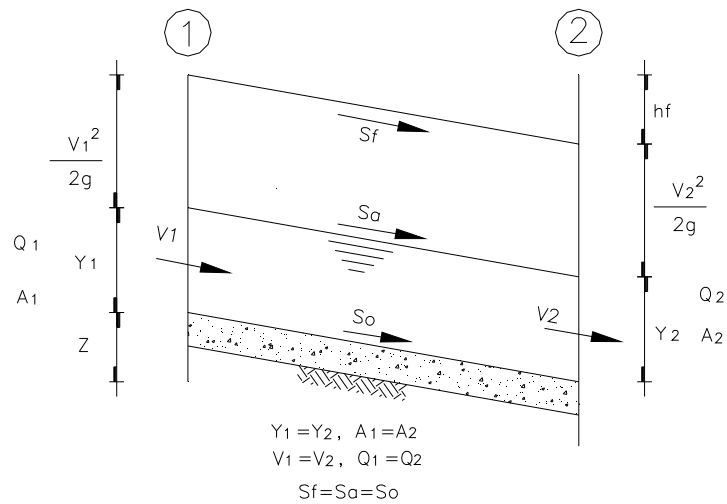


FIGURA 3-2
FLUJO UNIFORME

En la figura anterior se tiene:

V - velocidad en la sección, m/seg

S_o - pendiente geométrica del canal

S_a - pendiente de la superficie del agua

Y - tirante normal en la sección, m

S_f - pendiente de la línea de energía

h_f - pérdidas en el tramo considerado, m

$\frac{V^2}{2g}$ - carga de velocidad en la sección.

g - 9.81 m/seg²

A continuación de acuerdo con las condiciones antes mencionadas se procede al cálculo de las características geométricas del canal, usando la formula de continuidad usada en el inciso anterior:

$$Q = A \cdot V \quad \text{GASTO} = \text{AREA} \cdot \text{VELOCIDAD m}^3/\text{seg}$$

Recordando la ecuación 3-3 se tiene

$$Q = \frac{1}{N} A R_h^{2/3} S^{1/2}$$

de la fórmula 3-3, se obtiene la que nos sirve para analizar un canal en régimen lento, y arreglando de tal manera que:

$$AR_h^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S_o}} \text{-----}(3-4)$$

donde el miembro izquierdo de la ecuación nos proporciona las características geométricas de la sección del canal para las condiciones de flujo requerido, en la cual se conocen los valores de **n** y **Q**, y proponiendo una pendiente adecuada de manera que no se tenga una mayor excavación y que cumpla con las condiciones para tener un flujo uniforme la que trabajará el canal, de tal manera que $S_o = S_a$.

Una manera de resolver la ecuación 3-4, es por medio de tanteos; la cual consiste en encontrar el tirante normal para los datos dados. En las tablas 3-1, 3-2, 3-3 y 3-4 se presentan los cálculos con los datos respectivos de gasto y pendiente, del tirante normal.

En las tablas siguientes se tiene:

- b - ancho del canal donde $b=B$
 Y_n - tirante normal
 A - área de la sección
 P - perímetro mojado
 R_h - radio hidráulico

TABLA 3-1

$Q=0.50 \text{ m}^3/\text{seg}$, $S_o=0.0040$, $n=0.011$ y 0.086963^*

b	Y_n	A	P	$R_h^{2/3}$	$AR_h^{2/3}$	VEL.
m	m	m^2	m			m/seg
0.60	0.500	0.30	1.60	0.327593	0.098278	1.67
	0.400	0.24	1.40	0.308595	0.074063	2.08
	0.450	0.27	1.50	0.318798	0.086075	1.85
	0.452	0.27	1.50	0.319174	0.086560	1.84
	0.454	0.27	1.51	0.319549	0.087045	1.84
	0.453	0.27	1.51	0.319362	0.086803	1.84

* resultado de $\frac{n*Q}{\sqrt{S_o}}$

TABLA 3-2

$Q=1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$, $S_o=0.0045$, $n=0.011$ y 0.163978^*

b	Yn	A	P	$R_h^{2/3}$	$AR_h^{2/3}$	VEL.
m	m	m^2	m			m/seg
0.7	1.000	0.70	2.70	0.406590	0.284613	1.4286
	0.900	0.63	2.50	0.398964	0.251347	1.5873
	0.800	0.56	2.30	0.389918	0.218354	1.7857
	0.700	0.49	2.10	0.379010	0.185715	2.0408
	0.600	0.42	1.90	0.365592	0.153549	2.3810
	0.610	0.43	1.92	0.367072	0.156740	2.3419
	0.630	0.44	1.96	0.369932	0.163140	2.2676
	0.631	0.44	1.96	0.370071	0.163461	2.2640
	0.633	0.44	1.97	0.370350	0.164102	2.2568
	0.632	0.44	1.96	0.370211	0.163781	2.2604

* resultado de $\frac{n*Q}{\sqrt{S_o}}$

TABLA 3-3

$Q=1.50 \text{ m}^3/\text{seg}$, $S_o=0.0050$, $n=0.011$ y 0.233345^*

b	Yn	A	P	$R_h^{2/3}$	$AR_h^{2/3}$	VEL
m	M	m^2	m			m/seg
0.70	1.000	0.70	2.70	0.406590	0.284613	2.14
	0.800	0.56	2.30	0.389918	0.218354	2.68
	0.900	0.63	2.50	0.398964	0.251347	2.38
	0.850	0.60	2.40	0.394642	0.234812	2.52
	0.852	0.60	2.40	0.394823	0.235472	2.52
	0.849	0.59	2.40	0.394552	0.234482	2.52
	0.848	0.59	2.40	0.394462	0.234152	2.53
	0.847	0.59	2.39	0.394371	0.233823	2.53
	0.845	0.59	2.39	0.394189	0.233163	2.54
	0.844	0.59	2.39	0.394098	0.232833	2.54

* resultado de $\frac{n*Q}{\sqrt{S_o}}$

TABLA 3-4

$Q=2.00 \text{ m}^3/\text{seg}$, $S_o=0.0045$, $n=0.011$ y 0.327957^*

b	Yn	A	P	$R_h^{2/3}$	$AR_h^{2/3}$	VEL.
m	M	m ²	m			m/seg
0.90	1.200	1.08	3.30	0.474905	0.512897	1.85
	1.100	0.99	3.10	0.467214	0.462542	2.02
	1.000	0.90	2.90	0.458384	0.412546	2.22
	0.900	0.81	2.70	0.448140	0.362994	2.47
	0.850	0.77	2.60	0.442377	0.338418	2.61
	0.840	0.76	2.58	0.441165	0.333521	2.65
	0.830	0.75	2.56	0.439934	0.328630	2.68
	0.825	0.74	2.55	0.439310	0.326187	2.69
	0.829	0.75	2.56	0.439809	0.328142	2.68
	0.828	0.75	2.56	0.439685	0.327653	2.68

* resultado de $\frac{n*Q}{\sqrt{S_o}}$

Bordo libre (b.L.)- No existe una regla aceptada universalmente para la determinación del bordo libre; las comúnmente usadas varían desde menor de 5% a más grande de 30% de la profundidad del flujo. En la tabla 3-5 se resumen los valores finales de las secciones geométricas del canal de conducción, para los datos de gastos y pendientes de los tramos considerados.

TABLA 3-5. RESUMEN DE DATOS PARA EL DISEÑO DEL
CANAL DE CONDUCCION.

CADENAMIENTO	Q	So	b	Yn	b.L.	H
	m ³ /seg		m	m	m	m
0+000-0+200	0.50	0.0040	0.60	0.454	0.146	0.60
0+200-0+400	1.00	0.0045	0.70	0.633	0.217	0.85
0+400-0+600	1.50	0.0050	0.70	0.700	0.250	0.95
0+600-1+100	2.00	0.0045	0.90	0.829	0.271	1.10

3.3 CANAL CON PANTALLAS.

En esta alternativa de solución se propone un canal rectangular de concreto con pantallas vertedoras equidistantes, con la finalidad de tener un canal con pendiente hidráulica igual a la del terreno, con el fin de tener un mínimo de excavación. Las pantallas dejan un orificio en su parte inferior, con la finalidad de evitar el azolvamiento del canal y permitir el vaciado del mismo, en su caso.

Se analizará una sección que pueda conducir un gasto de diseño de $2.00 \text{ m}^3/\text{seg}$. El siguiente croquis ilustra la solución que se propone:

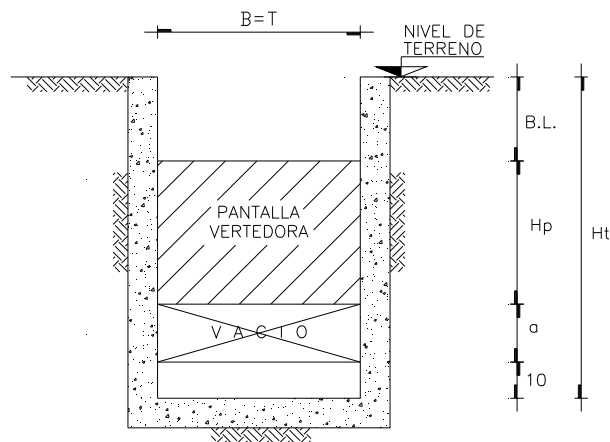


FIGURA 3-3
SECCIÓN TIPO acot. en metros

En la figura anterior se designan a:

B = T	-	Ancho de sección igual a ancho de plantilla
H _p	-	Altura de pantalla
C	-	Altura de orificio
H _t	-	Altura total del canal

Por uniformidad y facilidad de cálculo, se propone un ancho de plantilla de T= 1.00 m, revisaremos las características hidráulicas de esta sección.

- CÁLCULO DE DIMENSIONES Y SEPARACIÓN DE PANTALLAS

DIMENSIONES DE LA SECCIÓN PROPUESTA

La sección tipo propuesta se revisará para condiciones críticas, ya que es, en estas condiciones a la que trabajará de acuerdo a la topografía, se tiene que:

$$\frac{A_c^3}{T} = \frac{Q^2}{g} \quad \text{----- (3-5)}$$

Donde:

- A_c - área crítica de la sección (m²)
- T - ancho de la sección en la superficie de la sección (m)
- Q - gasto que pasa por la sección (m³/seg)
- g - constante igual a 9.81 m/seg²

para efectos de cálculo, se tomará $T= 1.00$ m y $Q= 2.00$ m³/seg, sustituyendo valores en la ecuación 3-5 y despejando el área se obtiene un valor de $A_c=0.74$ m².

Por otro lado se sabe que $A_c= Y_c \times T$, de donde despejando el tirante crítico Y_c , resulta:

$$Y_c= 0.74 \text{ m}$$

De la fórmula de gasto $Q= A \times V$, se puede obtener la velocidad crítica dando un valor de $V_c= 2.70$ m/s

Para conocer la pendiente crítica, se aplica la fórmula de Manning, la cual dice

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

Sustituyendo valores, obtenemos que: $S_c = 0.0062$

Resumiendo tenemos los siguientes valores de:

$$Y_c = 0.74 \text{ m}$$

$$V_c = 2.70 \text{ m/seg}$$

$$S_c = 0.0062$$

Tomando como V_d (velocidad de diseño) igual a 1.65 m/seg que corresponde al 60 % de V_c aproximadamente, y con el gasto de diseño de 2.00 m³/seg, se calcula el área que se necesita tenga el canal para estas condiciones, tenemos que:

$$A = \frac{Q}{V_d} = \frac{2.00 \text{ m}^3/\text{seg}}{1.65 \text{ m}/\text{seg}} = 1.212 \text{ m}^2$$

Sabiendo que $A = b \cdot d$, donde $b = T = 1.00 \text{ m}$, que es el ancho de canal y considerando d como la altura desde el fondo del canal hasta la cresta de la pantalla, se obtiene que $d = 1.21 \text{ m}$.

Por tanto se propone que la cresta de la pantalla quede a 1.21 m del fondo del canal.

Por otro lado se debe de calcular la altura del perfil del agua que alcanza sobre la cresta de la pantalla vertedora, para poder determinar la altura libre de revestimiento (bordo libre).

Así como también se deben de calcular las dimensiones del orificio propuesto en la parte inferior del canal, por lo que se optó por hacer la siguiente distribución de gastos:

Definiendo a Q_d - gasto de diseño (m^3/seg)
 Q_v - gasto sobre la pantalla (m^3/seg)
 Q_o - gasto por orificio (m^3/seg)

Se propone $Q_v = 0.25Q_d = 0.50 \text{ m}^3/\text{seg}$ y

$Q_o = 0.75Q_d = 1.50 \text{ m}^3/\text{seg}$

De acuerdo con lo anterior, el bordo libre lo determinaremos utilizando la ecuación para vertedores de pared delgada, se tiene:

$$Q_v = C * L * H_v^{3/2}$$

En la cual se tiene que:

Q_v = gasto que pasa por arriba de la pantalla (m³/seg)

L = ancho de la pantalla vertedora (m)

H_v = altura que alcanza el agua en la pantalla (m)

C = coeficiente con un valor 1.7712

Para este nivel de cálculo se tomó a L se le asigna un valor de 1.00 m igual a T , y tomando un gasto de 0.50 m³/seg, se tiene que:

$$H_v = \left(\frac{0.50}{1.00 \times 1.7712} \right)^{2/3}$$

$$H_v = 0.43 \text{ m}$$

Para el cálculo del orificio se utilizó la fórmula de orificios de pared delgada de tal manera que:

$$Q_o = CA\sqrt{2gH_o}$$

donde: $C = 0.74$

$A = 1 \times a$, (a =apertura del orificio)

Desconociendo H_o , tenemos que:

$$H_o = d + H_v - \frac{a}{2}$$

$$H_o = 1.21 + 0.43 - \frac{a}{2}$$

$$H_o = 1.64 - \frac{a}{2}$$

Sustituyendo los valores anteriores, tenemos:

$$1.5 = 0.74 * a \sqrt{19.62 * \left(1.64 - \frac{a}{2}\right)}$$

$$2.027 = a \sqrt{19.62 * \left(1.64 - \frac{a}{2}\right)}$$

resolviendo por tanteos, tenemos que $a = 0.38$ m, que es la apertura del orificio.

Para la determinación de la separación de entre pantallas, se requiere de las estimaciones del perfil de la superficie libre del agua.

Procedamos a la integración numérica de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado. Dicha ecuación puede expresarse como:

$$\frac{d_y}{d_x} = (S_o) \frac{1 - \left(\frac{K_N}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2}$$

$$S_o = 0.20 \quad K_n = \frac{Q}{\sqrt{S_o}} \quad K = \frac{AR^{2/3}}{N} \quad Z_c = \frac{Q}{\sqrt{\frac{g}{\alpha}}}$$

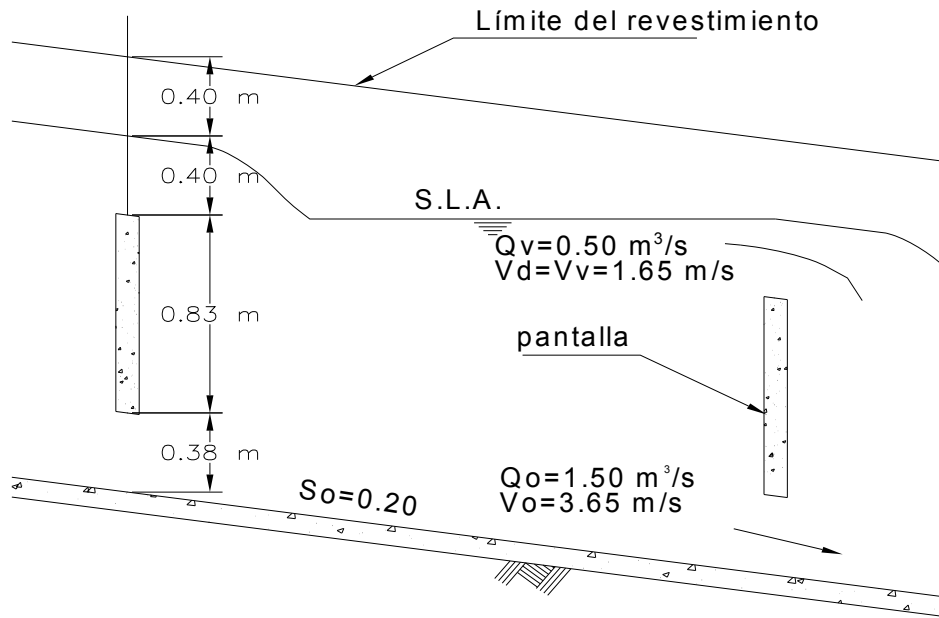
El cálculo, de remanso que se tendría para estas condiciones se presenta en la tabla 3-6.

TABLA 3-6

Y (m)	A	P	R	K	Z	dx	ΔA	X
						dy		
1.61	1.61	4.22	0.3815	65.147	2.043	4.459	-	-
1.56	1.56	4.12	0.3786	62.806	1.948	4.405	0.220	0.220
1.51	1.51	4.02	0.3756	60.469	1.856	4.343	0.217	0.437
1.46	1.46	3.92	0.3724	58.137	1.764	4.272	0.214	0.651
1.41	1.41	3.82	0.3691	55.810	1.674	4.190	0.210	0.860
1.36	1.36	3.72	0.3656	53.488	1.586	4.096	0.205	1.065
1.31	1.31	3.62	0.3619	51.172	1.499	3.987	0.199	1.265
1.26	1.26	3.52	0.358	48.863	1.414	3.860	0.193	1.458
1.21	1.21	3.42	0.3538	46.560	1.331	3.711	0.186	1.643

Por lo tanto se propone para fines prácticos una separación entre pantallas de 1.70 m.

Perfil del remanso para So= 20 %



Para efectos de comparación de alternativas, tomaremos estos datos para la estimación de cantidades de obra. Las cantidades, así como el perfil del canal de presentan en el plano 3 - 3.

3.4 ESTUDIO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS.

Para determinar la alternativa idónea que se debe de construir como solución para conducir las aguas pluviales fuera del fraccionamiento, consideremos:

- Costo de la obra
- Proceso constructivo
- Funcionalidad
- Mantenimiento.

Costo de la obra:

En la siguiente tabla se presentan los costos de las alternativas planteadas en el inciso anterior.

Alternativa	Costo \$
1. Alcantarillado convencional	7,376,517.54
2. Canal interceptor en régimen lento, con caídas pequeñas	3,316,213.97
3. Canal con pantallas	6,045,625.63

De acuerdo con los costos mostrados en la tabla, la alternativa 2, canal en régimen lento, es más económica como solución.

Proceso constructivo:

En este aspecto la alternativa 1, queda completamente desechada por el tipo de terreno que se tiene, ya que en algunos tramos, la distancia entre pozos de visita es demasiado corta, y de acuerdo al diámetro de desplante, en alguno de ellos no se tendría la suficiente área de desplante, es decir se entrelazarían algunos pozos o pozos-caja de visita, con lo cual se hace complicado su proceso constructivo.

En lo que se refiere a la alternativa 2, en el proceso constructivo también se presentan algunas complicaciones en menor escala a la anterior.

Para la construcción del canal, la complicación que se presenta en ésta es respecto a las caídas que se tienen a lo largo del mismo, ya que otra vez por el tipo de terreno se haría complicado el afine de taludes en las caídas, y también en este caso en algún tramo del recorrido, la distancia entre ellas es corta, lo que complicaría el proceso constructivo.

Para la última alternativa, no se presentan mayores complicaciones en el proceso constructivo, más que las mínimas, mismas que se tienen en las dos alternativas anteriores. Esto por ser un canal paralelo a la superficie del terreno, sin ningún cambio brusco de pendiente en todo su desarrollo.

Cabe mencionar, que la comparación en el proceso constructivo de las alternativas mencionadas, se dio más énfasis en la excavación, por tener un terreno tipo III.

Por lo anterior y aunque en la alternativa 2, se tiene un

menor volumen de excavación, de acuerdo a lo expuesto, en este rubro, se determina que la alternativa seleccionada es la núm. 3.

Funcionalidad:

En lo que respecta a este aspecto, en las alternativas 2 y 3, se tiene una mejor opción por su forma de estructura presentada, ambas son un canal a cielo abierto, con lo cual no se necesita algún tipo de estructura para la captación, sino que durante su recorrido el agua, por sí sola, se puede ir incorporando al mismo, lo cual todavía hace más funcionales las alternativas 2 y 3.

Mantenimiento:

En lo que respecta al mantenimiento, en la alternativa 1, se tendrá que ocupar equipo especial para la limpieza y desazolve en tuberías, lo que generará un costo adicional.

Por el lado de la alternativa 2, se tendrá que tener cuidado y en su momento hacer las reparaciones en el piso del canal, sobre todo en la parte donde se tienen las caídas, ya que se podría erosionar el concreto. Esto se podría resolver con poner piedra bola en esta parte para amortiguar el golpe, y revisar periódicamente que no se acumule tierra en la piedra y esto pueda provocar que se tenga menor área hidráulica por lo que puede haber desbordamiento y haber afectaciones en las partes laterales del canal, con lo cual implica que costo de mantenimiento se eleve, aparte del mantenimiento normal que se tendría como es el caso de mantenerlo libre de basura.

En el caso de la alternativa 3, no se presentan de acuerdo con el diseño hidráulico, erosión en la plantilla del canal, ni pudiera presentarse desbordamiento lateral, por lo tanto únicamente se tendrá que hacer el mantenimiento de preservarlo limpio de basura u otros objetos extraños al mismo.

Por lo expuesto anteriormente, se opta por desarrollar a nivel ejecutivo la alternativa 3 "canal con pantallas", en el capítulo V; con la cual se pretende llevar a las afueras del fraccionamiento "San Lucas Patoni", las aguas pluviales que se generen arriba del mismo.

C A P I T U L O I V

PROYECTO EJECUTIVO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA

En esta parte del presente trabajo, se desarrollará el diseño de la estructura seleccionada en el capítulo III, que fue un canal con pantallas vertedoras equidistantes, donde la pendiente hidráulica será igual a la del terreno, como se explica en el anterior capítulo.

4.1 DISEÑO HIDRÁULICO - GEOMÉTRICO.

Para efectos del diseño hidráulico, se tomaron las mismas condiciones y formas de cálculo que en el capítulo III, aquí solamente presentaremos la tabla correspondiente al cálculo de separación de las pantallas, para el gasto y pendiente de cada tramo, los resultados de presentan el plano de proyecto ejecutivo.

Los cálculos se harán para la condición más crítica que se tiene:

Definiendo a Q_d - gasto de diseño (m^3/seg)
 Q_v - gasto sobre la pantalla (m^3/seg)
 Q_o - gasto por orificio (m^3/seg)

Se propone ahora

$$Q_v = 0.50Q_d$$

$$Q_o = 0.50Q_d$$

Y considerado el criterio de distribución de recolección del agua pluvial, que se viene planteando desde un principio es:

tramo	Gasto m ³ /seg
0+000 al 0+200	0.50
0+200 al 0+400	1.00
0+400 al 0+600	1.50
0+600 al 1+100	2.00

En la siguiente tabla se presentan los valores de datos para el diseño del canal, considerando las fórmulas y procedimientos de cálculo presentados en el capítulo III, en la determinación del diseño de la alternativa 3

Tabla 4-1

Q m ³ /seg	b=T m	Ac m ²	Yc m	Vc m/seg	Vd m/seg	A m ²	d m
0.50	0.60	0.25	0.15	2.01	1.21	0.41	0.69
1.00	0.75	0.42	0.32	2.36	1.41	0.71	0.94
1.50	0.90	0.59	0.53	2.54	1.52	0.98	1.09
2.00	1.00	0.74	0.74	2.70	1.62	1.24	1.24

En la tabla anterior, d es la distancia del fondo del canal a la altura de la pantalla.

Para determinar la altura que alcanza el agua sobre la pantalla, se utiliza la ecuación para vertedores de pared delgada, donde:

$$Q_v = C * L * H_v^{3/2}$$

En la cual se tiene que:

Q_v = gasto que pasa por arriba de la pantalla (m^3/seg)

L = ancho de la pantalla vertedora (m)

H_v = altura que alcanza el agua sobre la pantalla (m)

C = coeficiente 1.7712

En la siguiente tabla, se presentan los valores de H_v , para los diferentes gastos que se tienen.

Tabla 4-2

Q M ³ /seg	Q _v m ³ /se g	b=T m	H _v m
0.50	0.25	0.60	0.38
1.00	0.50	0.75	0.52
1.50	0.75	0.90	0.60
2.00	1.00	1.00	0.68

Para el cálculo del orificio se utilizó la fórmula de orificios de pared delgada de tal manera que:

$$Q_o = CA\sqrt{2gH_o}$$

donde: $C = 0.74$

$A = b \times c$

Desconociendo H_o , tenemos que:

$$H_o = d + H_v - \frac{a}{2}$$

En donde a es la apertura del orificio; en la tabla 4-3 se presentan los valores de este valor.

Tabla 4-3

Q m ³ /seg	b=T m	Qo m ³ /seg	a m
0.50	0.60	0.25	0.13
1.00	0.75	0.50	0.17
1.50	0.90	0.75	0.20
2.00	1.00	1.00	0.23

Para la determinación de la separación de entre pantallas, requiere de las estimaciones del perfil de la superficie libre del agua.

Recordando la aplicación de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado, se utilizada en el anterior capítulo:

$$\frac{d_y}{d_x} = (S_o) \frac{1 - \left(\frac{K_N}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{Z_C}{Z}\right)^2}$$

$$S_0 = 0.20 \quad K_n = \frac{Q}{\sqrt{S_0}} \quad K = \frac{AR^{2/3}}{N} \quad Z_c = \frac{Q}{\sqrt{\frac{g}{\alpha}}}$$

Presentamos en las siguientes tablas, la separación de pantallas, de acuerdo a la pendiente que se tiene en el terreno, y que se presentan en la tabla No 1 de plano correspondiente.

Tabla 4-4

Q=0.50 m³/seg

Y (m)	S=2 %			S=5.5 %			S=6 %			S=22.5 %			S=25 %		
	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X
1.07	48.391	-	-	17.194	-	-	15.74 4	-	-	4.162	-	-	3.745	-	-
1.02	48.064	2.40	2.40	17.031	0.85	0.85	15.59 3	0.78	0.78	4.118	0.21	0.21	3.705	0.19	0.19
0.97	47.655	2.38	4.79	16.831	0.84	1.69	15.40 7	0.77	1.55	4.064	0.20	0.41	3.656	0.18	0.37
0.92	47.138	2.36	7.14	16.582	0.83	2.52	15.17 7	0.76	2.31	3.997	0.20	0.61	3.596	0.18	0.55
0.87	46.476	2.32	9.47	16.271	0.81	3.34	14.88 9	0.74	3.05	3.914	0.20	0.80	3.521	0.18	0.72
0.82	45.614	2.28	11.75	15.875	0.79	4.13	14.52 2	0.73	3.78	3.810	0.19	1.00	3.427	0.17	0.90
0.77	44.474	2.22	13.97	15.363	0.77	4.90	14.05 0	0.70	4.48	3.676	0.18	1.18	3.306	0.17	1.06
0.72	42.934	2.15	16.12	14.691	0.73	5.63	13.42 9	0.67	5.15	3.502	0.18	1.35	3.149	0.16	1.22
0.67	40.802	2.04	18.16	13.790	0.69	6.32	12.59 9	0.63	5.78	3.271	0.16	1.52	2.941	0.15	1.37

Tabla 4-5

Q=1.0 m³/seg

Y (m)	S=8 %			S=8.5 %			S=11 %			S=25 %		
	dx dy	ΔA	X	dx dy	ΔA	X	dx dy	ΔA	X	dx dy	ΔA	X
1.46	11.760	-	-	11.063	-	-	8.533	-	-	3.742	-	-
1.41	11.675	0.58	0.58	10.983	0.55	0.55	8.470	0.42	0.42	3.713	0.19	0.19
1.36	11.577	0.58	1.16	10.889	0.54	1.09	8.397	0.42	0.84	3.680	0.18	0.37
1.31	11.462	0.57	1.74	10.781	0.54	1.63	8.312	0.42	1.26	3.641	0.18	0.55
1.26	11.328	0.57	2.30	10.654	0.53	2.17	8.212	0.41	1.67	3.596	0.18	0.73
1.21	11.170	0.56	2.86	10.505	0.53	2.69	8.095	0.40	2.07	3.543	0.18	0.91
1.16	10.983	0.55	3.41	10.329	0.52	3.21	7.957	0.40	2.47	3.481	0.17	1.08
1.11	10.760	0.54	3.95	10.118	0.51	3.71	7.792	0.39	2.86	3.407	0.17	1.25
1.06	10.491	0.52	4.47	9.864	0.49	4.21	7.594	0.38	3.24	3.318	0.17	1.42
1.01	10.165	0.51	4.98	9.556	0.48	4.68	7.353	0.37	3.61	3.210	0.16	1.58
0.96	9.764	0.49	5.47	9.178	0.46	5.14	7.058	0.35	3.96	3.078	0.15	1.73
0.91	9.267	0.46	5.93	8.709	0.44	5.58	6.694	0.33	4.30	2.916	0.15	1.88

Tabla 4-6

Q=1.50 m³/seg

Y (m)	S=1.5 %			S=2.5 %			S=6.5 %			S=7 %			S=10 %			S=17 %		
	dx dy	ΔA	X	dx dy	ΔA	X	dx dy	ΔA	X	dx dy	ΔA	X	dx dy	ΔA	X	dx dy	ΔA	X
1.69	64.722	-	-	38.204	-	-	14.478	-	-	13.435	-	-	9.380	-	-	5.346	-	-
1.64	64.461	3.22	3.22	38.007	1.90	1.90	14.388	0.72	0.72	13.351	0.67	0.67	9.320	0.47	0.47	5.311	0.27	0.27
1.59	64.161	3.21	6.43	37.781	1.89	3.79	14.286	0.71	1.43	13.256	0.66	1.33	9.252	0.46	0.93	5.271	0.26	0.53
1.54	63.813	3.19	9.62	37.522	1.88	5.67	14.170	0.71	2.14	13.147	0.66	1.99	9.174	0.46	1.39	5.226	0.26	0.79
1.49	63.408	3.17	12.79	37.224	1.86	7.53	14.038	0.70	2.84	13.024	0.65	2.64	9.086	0.45	1.84	5.174	0.26	1.05
1.44	62.934	3.15	15.94	36.880	1.84	9.37	13.886	0.69	3.54	12.882	0.64	3.28	8.984	0.45	2.29	5.115	0.26	1.30
1.39	62.377	3.12	19.06	36.479	1.82	11.19	13.710	0.69	4.22	12.718	0.64	3.92	8.867	0.44	2.73	5.047	0.25	1.56
1.34	61.719	3.09	22.14	36.011	1.80	13.00	13.507	0.68	4.90	12.528	0.63	4.55	8.732	0.44	3.17	4.968	0.25	1.81
1.29	60.935	3.05	25.19	35.460	1.77	14.77	13.269	0.66	5.56	12.307	0.62	5.16	8.574	0.43	3.60	4.877	0.24	2.05
1.24	59.996	3.00	28.19	34.807	1.74	16.51	12.991	0.65	6.21	12.047	0.60	5.76	8.390	0.42	4.02	4.770	0.24	2.29
1.19	58.862	2.94	31.13	34.029	1.70	18.21	12.661	0.63	6.85	11.740	0.59	6.35	8.172	0.41	4.43	4.643	0.23	2.52
1.14	57.480	2.87	34.01	33.093	1.65	19.86	12.270	0.61	7.46	11.375	0.57	6.92	7.913	0.40	4.82	4.494	0.22	2.74
1.09	55.779	2.79	36.80	31.957	1.60	21.46	11.800	0.59	8.05	10.938	0.55	7.47	7.603	0.38	5.20	4.315	0.22	2.96
1.04	53.661	2.68	39.48	30.566	1.53	22.99	11.231	0.56	8.61	10.408	0.52	7.99	7.230	0.36	5.56	4.100	0.20	3.17

Tabla 4-7

Q=2.0m³/seg

Y (m)	dx dy	S=3.5 %		S=11 %		S=12.5 %		S=15.5 %				
		ΔA	X	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X			
1.92	27.111	-	-	8.532	-	-	7.503	-	-	6.046	-	-
1.87	26.978	1.35	1.35	8.584	0.43	0.43	7.461	0.37	0.37	6.012	0.30	0.30
1.82	26.830	1.34	2.69	8.537	0.43	0.86	7.415	0.37	0.74	5.974	0.30	0.60
1.77	26.663	1.33	4.02	8.484	0.42	1.28	7.362	0.37	1.11	5.931	0.30	0.90
1.72	26.476	1.32	5.35	8.424	0.42	1.70	7.304	0.37	1.48	5.884	0.29	1.19
1.67	26.263	1.31	6.66	8.356	0.42	2.12	7.238	0.36	1.84	5.830	0.29	1.48
1.62	26.022	1.30	7.96	8.280	0.41	2.53	7.163	0.36	2.20	5.770	0.29	1.77
1.57	25.748	1.29	9.25	8.192	0.41	2.94	7.079	0.35	2.55	5.701	0.29	2.06
1.52	25.434	1.27	10.52	8.093	0.40	3.35	6.983	0.35	2.90	5.623	0.28	2.34
1.47	25.073	1.25	11.77	7.978	0.40	3.75	6.873	0.34	3.24	5.534	0.28	2.61
1.42	24.656	1.23	13.01	7.845	0.39	4.14	6.747	0.34	3.58	5.432	0.27	2.88
1.37	24.172	1.21	14.22	7.691	0.38	4.52	6.602	0.33	3.91	5.314	0.27	3.15
1.32	23.607	1.18	15.40	7.511	0.38	4.90	6.433	0.32	4.23	5.178	0.26	3.41
1.27	22.943	1.15	16.54	7.300	0.36	5.26	6.237	0.31	4.54	5.019	0.25	3.66
1.22	22.157	1.11	17.65	7.050	0.35	5.62	6.006	0.30	4.85	4.832	0.24	3.90

continúa

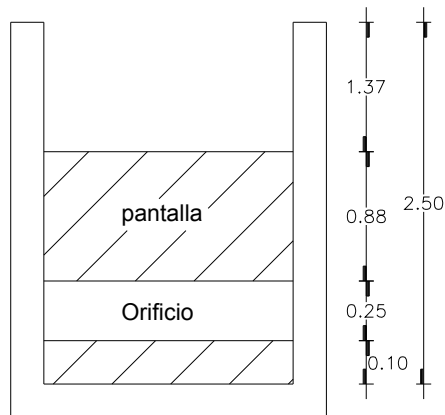
Q=2.0 m³/seg

dx dy	S=17.5 %		S=19 %		S=25 %			
	ΔA	X	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X	$\frac{dx}{dy}$	ΔA	X
5.352	-	-	4.929	-	-	3.743	-	-
5.322	0.27	0.27	4.901	0.25	0.25	3.722	0.19	0.19
5.288	0.26	0.53	4.870	0.24	0.49	3.698	0.18	0.37
5.251	0.26	0.79	4.835	0.24	0.73	3.671	0.18	0.55
5.208	0.26	1.05	4.796	0.24	0.97	3.641	0.18	0.74
5.161	0.26	1.31	4.752	0.24	1.21	3.608	0.18	0.92
5.107	0.26	1.57	4.702	0.24	1.44	3.570	0.18	1.10
5.046	0.25	1.82	4.646	0.23	1.68	3.527	0.18	1.27
4.977	0.25	2.07	4.582	0.23	1.90	3.478	0.17	1.45
4.898	0.24	2.31	4.509	0.23	2.13	3.423	0.17	1.62
4.807	0.24	2.55	4.426	0.22	2.35	3.359	0.17	1.78
4.703	0.24	2.79	4.329	0.22	2.57	3.285	0.16	1.95
4.582	0.23	3.02	4.218	0.21	2.78	3.200	0.16	2.11
4.440	0.22	3.24	4.087	0.20	2.98	3.101	0.16	2.26
4.275	0.21	3.45	3.934	0.20	3.18	2.984	0.15	2.41

En el plano 2-2, se presenta el diseño, así como los datos y cantidades de obra, para la ejecución del proyecto.

4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para el diseño estructural, se considera como más desfavorable la siguiente sección:



De acuerdo con la norma ACI, el empuje que se tiene en los muros laterales es:

$$K_h = 545 \text{ kg/m}^2/\text{m}$$

$$EH = \frac{1}{2}(545)(2.50)^2$$

$$EH = 1703.12 \text{ kg/m}$$

$$EH = 1.7 \text{ ton/m}$$

F.C. 1.4 \longrightarrow EH = 2.38 ton/m, aplicado 2.5/3=0.83 m de la base

$$\Rightarrow V_{\text{máx}} = 2.38 \text{ ton}$$

$$M_{\text{máx}} = 2.38 \times 0.83 = 1.97 \text{ ton - m}$$

Considerando un ancho de 15 cm; $d=15-4-(0.95/2)=10.525$ cm

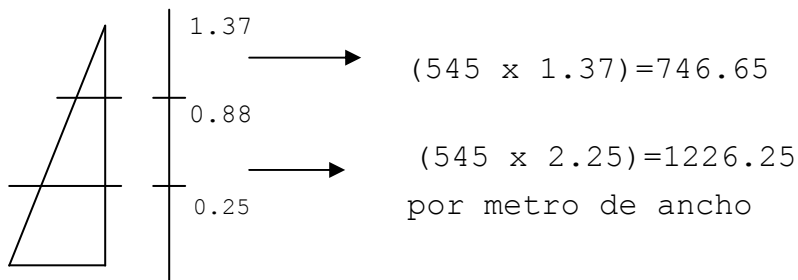
Aplicado a un programa de calculadora, se tiene que:

$$A_s = 5.38 \text{ cm}^2/\text{m}, \rho = 0.005$$

$$\Rightarrow \text{var } 3/8'' @ 14 \text{ cm} \longrightarrow 1/2'' @ 24 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 3763 > 2380 \text{ ok}$$

Considerando en sentido horizontal, entre dos pantallas:



por tanto el empuje vale 0.986 ton/m

$$0.986 \times 1.4 = 1.38 \text{ ton/m}$$

$$b=100 \text{ cm}, d=10.525 \text{ cm}$$

$$M_{(-)\text{máx}} = 0.115 \text{ ton - m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 0.057 \text{ ton - m}$$

$$V_{\text{máx}} = 0.69 \text{ ton}$$

$$A_s = 0.29 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rho < \rho_{\text{min}}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.481 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$V_{cr} > V_{m\acute{a}x}$; ok

=> var 3/8" @ 30 cm = @ 25 cm

Armado de cantilever de 1.37 m de altura:

$$EH = \frac{1}{2}(545)(1.37)^2$$

$$EH = 511.45 \text{ kg/m}$$

$$Eh = 0.51 \times 1.4 = 0.714 \text{ ton/m}$$

$$\text{aplicado } 1.37/3 = 0.46 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_{m\acute{a}x} = 0.71 \text{ ton}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 0.33 \text{ ton - m}$$

$$A_s = 2.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

=> var 3/8" @ 25 cm ambos lados, ambas caras.

Diseño presentado en plano.

4.3 DISPOSITIVOS DE CAPTACIÓN Y DETALLES DIVERSOS.

En este punto, no se tiene que determinar el diseño de alguna obra de captación, ya que la alternativa seleccionada fue la de un canal, el cual será a cielo abierto durante su recorrido del km 0+000 al km 0+600, que es la parte que queda perpendicular al escurrimiento pluvial que llegaría al fraccionamiento, del km 0+600 al 1+100, el canal únicamente funciona como conductor de las aguas pluviales captadas aguas atrás, hasta llegar a descargar al río Temolulco.

La única recomendación que se hará, es de poner un alambrado con malla ciclón, para evitar que lleguen al canal objetos grandes que puedan obstruir el paso del agua por el mismo como son: rocas y ramas entre otros.

4.4 PLANO EJECUTIVO.

Ver plano anexo.

4.5 PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE OBRA.

PRESUPUESTO:

PRESUPUESTO CANAL INTERCEPTOR EN REGIMEN LENTO ,CON CAÍDAS PEQUEÑAS

CLAVE	CONCEPTO	UND.	CANTIDAD	P.U. \$	MPORTE \$
B/A	TRAZOS				
B1A1A1	TRAZO Y NIVELACION PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS, CON APARATOS INCLUYENDO MATERIALES PARA SEÑALAMIENTO	m ²	1.900,00	1,65	3.135,00
B1C1	DESMONTES				
B1C1	LIMPIA Y DESYERBE DEL TERRENO .ATAQUE OBLIGADO A MANO	m ²	1.900,00	4,02	7.638,00
B2	EXCAVACIONES				
B2A1D	EXCAVACION A MANO EN CEPA, TODAS LAS ZONAS, CLASE III EN SECO, ATAQUE OBLIGADO CON CUÑA Y MARRO, CON EXTRACCION MANUAL, MEDIDO EN BANCO .				
B2A1D1	EXCAVACION DE 0.00 A 2.00 m. DE PROFUNDIDAD .	m ³	637,75	60,11	38.335,15
B2A1D2	EXCAVACION DE 2.00 A 4.00 m. DE PROFUNDIDAD .	m ³	1.029,13	74,00	76.155,62
C5A2	CONCRETO SIMPLE, FABRICADO EN OBRA CON CEMENTO R.N. PARA CIMENTACION, ZAPATAS, CONTRATRABES, TRABES DE LIGA, DADOS, ETC. INCLUYENDO ACARREO, MUESTREO, COLADO, VBRADO, CURADO, DESPERDICO Y EQUIPO .				
C5A2D1	CONCRETO ft=200 kg/cm ² .TMA 20 mm .	m ³	892,00	1.557,79	1.389.548,68

C5APA1	PLANTILLA DE 5 cm DE CONCRETO SIMPLE DE $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$, AGREGADO MAXIMO DE 40 mm . INCLUYE: PREPARACIÓN DEL DESPLANTE, NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN.	m ²	955,00	655,00	625.525,00
IA1B	ACERO DE REFUERZO GRADO DURO CON LIMITE DE FLUENCIA $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. LOS PRECDS INCLUYEN SUMINISTRO EN OBRA, ACARREOS DENTRO DE LA OBRA, HABILITADO Y COLOCACIÓN Y AMARRE, GANCHOS, TRASLAPES Y DESPERDICIO . ACERO DE REFUERZO $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. DE 6.7 mm DE DIÁMETRO (3/8")	TON	15,62	17.019,92	265.851,15
CC14	CMBRA ACABADO APARENTE Y DESCMBRA EN ACABADOS DE CONCRETO				
CC14B	CMBRA ACABADO APARENTE, EN ELEMENTOS DE CONCRETO, INCLUYE: MATERIAL Y MANO DE OBRA, DESCMBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCION DEL TRABAJO .				
CC14BH	CMBRA ACABADO APARENTE Y DESCMBRA EN MURO , HASTA UNA ALTURA DE 4,00 m	m ²	4.125,25	170,03	701.416,26
	SUBTOTAL				2.403.053,60
	CONCEPTOS DIVERSOS E IMPREVISTOS, 20 %				480.610,72
	SUBTOTAL				2.883.664,32
	SUPERVISION Y ADMINISTRACION DURANTE LA OBRA, 15 %				432.549,65
	TOTAL		\$		3.316.213,97

PROGRAMA DE OBRA:

CONCEPTO	SEMANAS															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
TRAZO																
EXCAVACION																
AFINE DE PLANTILLA Y TALUDES																
COLOCACION DE PLANTILLA																
HABILITADO DE ARMADO																
ARMADO DE CANAL																
CIMBRA DE MUROS																
COLOCACIÓN DE CONCRETO																
DECIMBRADO																
AFINE DE MUROS																
RETIRO DE ESCOMBRO																
LIMPIEZA DE OBRA																

C A P I T U L O V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como parte final del presente trabajo, se presentan conclusiones del mismo, así como las recomendaciones.

CONCLUSIONES:

En este trabajo, nos referimos a un desarrollo de vivienda, en el cual la ingeniería civil tiene presencia desde el programa de reordenamiento urbano; proyecto y construcción de: urbanización del todo el conjunto habitacional, de las viviendas, servicios como son: drenaje, luz eléctrica, agua potable, drenaje tanto sanitario como pluvial, por mencionar, los principales aspectos.

En lo que se refiere al drenaje pluvial que es especialmente donde se interfiere en el proyecto del desarrollo social, que ocupa este escrito, fue importante conocer el trabajo que se requiere para la realización del proyecto, ya que se tuvo que determinar como primer dato, la cantidad de lluvia que se tendría que conducir a las afueras del fraccionamiento para evitar erosión en las calles o andadores que se tienen en el mismo; esto llevó a hacer cálculos de hidrología donde además no se tenían estaciones pluviográficas dentro del fraccionamiento. Lo anterior hizo que se tuvieran que aplicar a fondo los métodos pertinentes para la obtención del gasto de diseño.

Una vez que se tienen los gastos de diseño, se procedió a plantear alternativas de solución, de tal manera que se obtuviera la mas idónea, tanto funcional como para que los procesos de construcción y mantenimiento fueran los más accesibles, para no encarecer la obra; se determinaron costos, diseños funcionales y estructurales.

Por lo anterior expuesto, como se comentó al inicio de este

apartado, es importante conocer y aplicar las diferentes disciplinas que participaran en un proyecto de desarrollo social, para así conocer los diferentes problemas a lo que exponen éstos, cuando no son planteados o proyectados adecuadamente.

RECOMENDACIONES:

- Definir y plantear adecuadamente los desarrollos sociales, en lo que se refiere al proyecto de reordenamiento urbano, para evitar problemas tanto de construcción, como de mantenimiento.
- La construcción adecuada por etapas del proyecto en general, esto es, primero se tendría que urbanizar: agua potable, drenaje sanitario - pluvial, electricidad, vivienda y áreas verdes.
- Aplicar las disciplinas necesarias para lograr un mejor proyecto, principalmente para el servicio de la comunidad.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- "OPEN-CHANNEL"
Ven TE Chow, Ph. D.
Japón, 1983

- 2.- "APUNTES DE HIDRÁULICA II"
Sotelo Ávila, Gilberto.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, 1985.

- 3.- "HIDRÁULICA GENERAL"
VOLUMEN I, FUNDAMENTOS
Sotelo Ávila, Gilberto.
México, 1980.

- 4.- "HIDROLOGÍA, PRIMERA PARTE"
Springal G, Rolando
Instituto de Ingeniería, UNAM.
México, 1970.

- 5.- "TESIS PROFESIONAL"
"CONSIDERACIONES SOBRE LA ESTIMACIÓN DE CAUDALES
MÁXIMOS PARA EL DISEÑO DE ALGUNAS OBRAS DE INGENIERÍA"
Gonzalo López de Haro
México, 1970.