

16  
29.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ACATLAN



CONTROL DE AVENIDAS DEL RIO VERDIGEL  
EN LA CIUDAD DE TOLUCA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A:

ASCENCION MARTINEZ SANCHEZ



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

CI/226/1986.

SR. ASCENCION MARTINEZ SANCHEZ  
Alumno de la carrera de Ingenieria Civil.  
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 20 de septiembre de 1984, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Control de Avenidas del Rfo -- Verdigel en la Cd. de Toluca", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Antecedentes.
- II.- Conceptos Generales.
- III.- Estudio Hidrológico.
- IV.- Diseño Hidráulico del Emisor.
- V.- Costo de la Obra.
- VI.- Programa de Construcción.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. -- Jorge Gamboa Flores, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar -- examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Acatlán, Edo. de Méx., a 24 de noviembre de 1986.

  
ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO  
Coordinador del Programa de  
Ingenieria.

# I N D I C E

	PAGINA
INTRODUCCION.	1
CAPITULO 1. ANTECEDENTES.	4
CAPITULO 2. CONCEPTOS GENERALES.	8
2.1 DESCRIPCION DE LA INFORMACION DISPONIBLE.	8
2.2 SELECCION DEL CRITERIO A SEGUIR.	8
2.2.1 ANALISIS DE LLUVIAS LIGADAS A PERIODOS DE RETORNO.	9
2.2.1.1 Modelo de Tormenta.	10
2.2.2 MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO.	12
CAPITULO 3. ESTUDIO HIDROLOGICO.	15
3.1 OBJETIVO.	15
3.2 ALTERNATIVAS PARA LA SOLUCION AL PROBLEMA - DE INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE TOLUCA.	16
3.3 DESCRIPCION DE LA CUENCA DE APORTACION.	17
3.3.1 LOCALIZACION DE LA CUENCA URBANA Y RURAL.	17
3.3.2 ZONA URBANA Y SUBURBANA	17
3.3.2.1 Vias de Comunicación.	17
3.3.3 CLIMA.	18
3.3.4 RELACION DE PORCENTAJES DE DRENAJE POR CUENCAS DE APORTACION.	18
3.3.5 TIPO DE SUELO.	18
3.3.6 CUBIERTA VEGETAL.	19
3.3.7 TIPO DE REGION HIDROGRAFICA.	19
3.3.8 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS.	20

3.4	CALCULO DE LA PENDIENTE DE LA CUENCA.	20
3.4.1	CRITERIOS PARA DETERMINAR LA PENDIENTE.	20
3.4.2	CRITERIO DE ALVOR.	21
3.4.3	CRITERIO DE HORTON.	26
3.4.4	CRITERIO DE NASH.	33
3.5	CALCULO DE GASTOS EN LOS RIOS VERDIGEL Y -- CANO.	36
3.5.1	CONSIDERACIONES GENERALES.	36
3.5.2	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.	37
3.6	OBTENCION DE INTENSIDADES MAXIMAS.	45
3.7	OBTENCION DE LOS TIEMPOS DE CONCENTRACION.	59
3.7.1	TIEMPO DE CONCENTRACION PARA EL RIO VERDIGEL.	59
3.7.2	TIEMPO DE CONCENTRACION PARA EL RIO CANO.	59
3.8	DETERMINACION DEL GASTO PICO.	60
3.8.1	CALCULO DEL GASTO PICO PARA EL RIO VERDIGEL.	60
3.8.2	CALCULO DEL GASTO PICO PARA EL RIO CANO.	62
3.8.3	CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR COLECTOR.	63
3.8.4	CALCULO DEL GASTO MAXIMO PARA EL EMISOR VERDIGEL CON EL METODO GRAFICO ALEMAN.	69
CAPITULO 4. DISEÑO HIDRAULICO.		75
4.1	OBJETIVO.	75
4.2	ANALISIS HIDRAULICO DEL CONDUCTO EXISTENTE.	75
4.3	DETERMINACION DE LA MEJOR ALTERNATIVA DE --- SOLUCION.	88
4.3.1	CONDUCTO SIMETRICO DE SECCION RECTANGULAR.	88
4.3.2	CONDUCTO DE SECCION CIRCULAR.	91
4.3.3	CONDUCTO DE SECCION HERRADURA.	94
4.3.4	CONDUCTO ASIMETRICO DE SECCION RECTANGULAR.	99

## PAGINA

4.4	REVISION HIDRAULICA DEL CONDUCTO DE PROYECTO,	101
CAPITULO 5.	COSTO DE LA OBRA.	129
5.1	PRESUPUESTO DE LA RECTIFICACION DEL ENCAUZAMIENTO DEL RIO VERDIGEL.	129
CAPITULO 6.	PROGRAMA DE CONSTRUCCION.	136
6.1	METODO DE LA RUTA CRITICA.	136
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES,	149

## INTRODUCCION.

Es bien conocido que todos los cauces que llevan agua en su curso ocasionan problemas a las zonas donde influyen cuando se presentan avenidas que rebasan la capacidad del cauce, dentro de zonas urbanas.

El agua, producto de precipitaciones, puede causar estragos como es el caso de inundaciones que ocasionan daños materiales y hasta catástrofes, mayormente si una población es atravesada por el curso natural de escurrimientos que fluyen de las partes más altas, requiriendo así el control de esos escurrimientos y su desalojo inmediato. Lo anterior sucede en el caso de la Ciudad de Toluca, capital del Estado de México, en la cual entra el cauce del Rfo Verdigel procedente del volcán "Nevado de Toluca" y cruza la Ciudad por la zona sur-oeste.

El agua que escurre causada por la precipitación pluvial y el deshielo alcanza mayores proporciones en relación a las aguas negras y residuales de la Ciudad exigiendo así la primera consideración para desalojarla y/o desviar el cauce de su curso.

El análisis correspondiente para el diseño de las obras que desalojen estas aguas requiere de consideraciones tales como las condiciones topográficas, climatológicas, y de cobertura vegetal de la zona. Además de hacer un estudio de evaluación de daños que provocarían las avenidas con diferentes periodos de ocurrencia. Las consideraciones de caracter físico como económico, definirán el tamaño de la inversión.

El objetivo de este trabajo no incluye el análisis económico de los daños, sin embargo existen los antecedentes de avenidas que han destruido en varias ocasiones (3 en los últimos 6 años) parte del sistema que conduce las aguas del río Verdigel dentro de la Ciudad ocasionando graves daños materiales y pérdidas por varios millones de pesos, además de poner en peligro la vida de los habitantes del lugar.

Para el estudio del control de avenidas del río Verdigel se tiene que el sistema del emisor Verdigel está compuesto de la siguiente manera: la cuenca rural; en esta se originan los ríos Verdigel y Cano, los cuales se unen poco antes de entrar su cauce a la ciudad de Toluca. La cuenca urbana; en ésta el caudal de los ríos mencionados es conducido a través de un emisor que se inicia muy cerca de la unión de los mencionados ríos y continúa aguas abajo hasta bifurcarse para vertir sus aguas fuera de la ciudad. En el transcurso del emisor Verdigel, se suma la aportación de aguas negras de la zona tributaria al emisor.

El enfoque de esta presentación está dirigida hacia el control de avenidas para la prevención de más inundaciones provocadas por la deficiencia del emisor que conduce las aguas del río Verdigel a través de la ciudad de Toluca.

Se inicia la presentación del trabajo con el planteamiento de los antecedentes necesarios para comprender el problema.

En el capítulo siguiente se exponen los conceptos generales relativos al proyecto. En un capítulo aparte se abarca el estudio hidrológico de la zona tributaria al sistema del emisor.

En el posterior capítulo se hace el diseño hidráulico del emisor que habrá de conducir las aguas del río Verdigel fuera de la Ciudad.

El penúltimo capítulo comprenderá el costo de la obra en cuestión. Y, finalmente, en el último capítulo, se expone el programa de construcción de la obra.

## 1. ANTECEDENTES

Para los efectos de elaborar un diagnóstico del funcionamiento del emisor - Verdigel se han revisado los estudios Hidrológicos realizados con anterioridad; por otra parte se hará una revisión de la capacidad hidráulica del emisor.

Del estudio hidrológico realizado por el Departamento de Agua y Saneamiento de Toluca, se obtuvo una avenida con un gasto pico de  $66 \text{ m}^3/\text{seg.}$  para un periodo de retorno de 30 años. La avenida obtenida corresponde a toda la cuenca de aportación en el inicio del emisor Verdigel. Aguas abajo de este punto se reciben las aportaciones del sistema de alcantarillado.

Con el acelerado crecimiento de la ciudad, también se ha extendido la red de alcantarillado combinado (alcantarillado que conduce aguas negras y pluviales) en el área urbana de aportación. Esto ha provocado, tanto el crecimiento del área urbanizada como el incremento del coeficiente de escurrimiento induciendo así un aumento en el caudal que descarga al emisor Verdigel. En su trayecto a través de la ciudad, el emisor recibe aportaciones que en total suman  $34 \text{ m}^3/\text{s.}$  para un periodo de retorno de 5 años.

En el transcurso del tiempo, el encauzamiento del río Verdigel ha sido realizado en forma irregular ya que el emisor cambia bruscamente de sección y de pendiente de un tramo a otro alternando su capacidad hidráulica hasta lle

gar a un sitio crítico en el que, debido a la reducción de la sección y debido al cambio de pendiente, se produce un salto hidráulico que golpea contra la losa del techo del conducto provocando rotura del mismo con la consiguiente inundación del área urbana. El sitio mencionado se conoce como punto de falla del emisor.

Los ríos Cano y Verdigel, aguas arriba del sitio en que se inicia el emisor (cuenca rural), tienen poca capacidad hidráulica, es decir, presentan insuficiencia para conducir grandes gastos especialmente en la planicie existente en las cercanías de la Ciudad. El río Cano se desborda, incluso, desde aguas arriba de la Carretera Federal 130, entrando a la ciudad por las calles perpendiculares al paseo Tolloca, principalmente por la avenida Colón. Estas aguas son contenidas en parte por el camellón del Paseo Tolloca y captadas por el interceptor que va por dicho paseo. Otra parte atraviesa hacia el área de captación del drenaje que descarga al emisor Verdigel.

El análisis de estos elementos permite plantear la hipótesis de que la falla del emisor Verdigel ha obedecido más bien a un funcionamiento hidráulico deficiente, que a la presencia de un evento hidrológico extraordinario y que la avenida que provocó la última falla tuvo su origen solamente en la cuenca urbana de aportación y no por las cuencas de los ríos Verdigel y Cano.

Esta hipótesis se finca en la siguiente estimación:

Por una parte el cauce de los ríos no tiene capacidad suficiente para conducir grandes avenidas. Así cuando ocurren lluvias con período de retorno muy grande (evento que no sucedió cuando ocurrió la falla) los ríos se desbordan en las zonas de planicie donde ocurre un efecto de regulación de la avenida reduciéndose el gasto pico a la entrada del emisor.

Por otra parte, si bien la red de drenaje tiene una capacidad límite a partir de la cual el gasto permanece constante (aunque la ciudad se inunde) -- esta capacidad ha mostrado insuficiencia en la medida en que se han aumentado las descargas de aguas negras llegando actualmente a un gasto de  $34 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$  que supera la capacidad hidráulica del emisor en la zona de estrechamiento (donde se presenta la falla). Esto significa que es suficiente una lluvia común sobre la ciudad para que el sistema trabaje a presión en el lugar más crítico.

Considerando entonces que la falla del acueducto tiene su origen en una --- deficiente capacidad hidráulica, se estudiarán las modificaciones al acueducto a manera de establecer un funcionamiento hidráulico aceptable.

Los escurrimientos en las cuencas de los ríos Cano y Verdigel han sido en el tiempo poco estudiados. Así, por lo tanto, no se sabe cómo eran los escurrimientos cuando las cuencas de los ríos no habían sido invadidas. A --- raíz de que estas cuencas han venido siendo invadidas en el tiempo, las ---- características físicas de la cuenca han cambiado, manifestándose estos - -

cambios en la alteración de los coeficientes de escurrimiento y en consecuencia de los tiempos de concentración.

Debido a que una parte de la cuenca ha sido utilizada para el cultivo agrícola se han abierto vías de comunicación que favorecen el crecimiento de la zona rural.

En la parte más baja se ha desarrollado la ciudad de Toluca convirtiendo esta región en una zona urbana con un tiempo de concentración pequeño.

Conviene mencionar que en ninguno de los cauces de los ríos Cano y Verdige] existen estaciones de aforo o hidrométricas por lo que se desconocen las características de las avenidas recientes.

Se ha podido hacer un diagnóstico preliminar de lo que sucede con los escurrimientos en base a datos obtenidos de los lugareños, de las experiencias vividas por ellos y de un estudio del comportamiento hidráulico del conducto Verdige] dentro de la Ciudad de Toluca.

## 2. CONCEPTOS GENERALES.

A fin de poder tener las características de las avenidas, estas se han generado utilizando diversos métodos como el Racional Americano, el Método del Hidrograma Unitario Triangular y, para la cuenca urbana, el Método Gráfico Alemán:

### 2.1 DESCRIPCIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE.

Para poder tener un enfoque general del problema se cuenta con un plano elaborado por la Dirección de Estudios del Territorio Nacional escala 1:50 000 en el que se visualiza la cuenca del Rfo Verdigel que está formada por tierras de cultivo, bosques, etc., además de áreas suburbanas y urbanas.

La falta de estaciones Meteorológicas dentro de las zonas de estudio han obligado a considerar como fuente de información a la estación de la "Y" que fué la estación base para el análisis de las intensidades de lluvia para la Ciudad de Toluca, datos proporcionados por la Dirección de Hidrología dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Por lo que respecta a las características del suelo el análisis se ha basado en los estudios realizados por la Dirección de Planeación, por la Dirección de Estudios del Territorio Nacional y los realizados en el lugar.

### 2.2 SELECCIÓN DEL CRITERIO A SEGUIR.

En las cartas de DETENAL se localiza el escurrimiento en cuestión y se traza

el parteaguas correspondiente a las cuencas de drenaje de los Ríos Cano y - Verdige)..

Dado que la cuenca en cuestión está comprendida como pequeña, la forma y -- cantidad de escurrimiento están influidos principalmente por las condicio-- nes físicas del suelo, por lo tanto el estudio hidrológico debe enfocarse - con más atención a la cuenca misma.

Como no se dispone de estaciones hidrométricas dentro de la cuenca de dre-- naje en estudio, para deducir la avenida de diseño relacionada a un cierto período de retorno, se empleará el criterio del análisis de escurrimientos o el de la precipitación máxima probable (PMP).

#### 2.2.1 ANALISIS DE LLUVIAS LIGADAS A PERIODOS DE RETORNO.

Siendo ésta una cuenca pequeña sin información hidrométrica, el análisis ---- hidrológico se estructura a través de un análisis regional de lluvias que -- involucra conocer la frecuencia de éstas, su distribución y su relación con el escurrimiento.

Aquí se planteará el análisis de las lluvias máximas anuales en 24 horas --- para una estación con pluviógrafo.

Con apoyo en el tiempo de concentración de los escurrimientos en la cuenca, se encontrará la tormenta de diseño.

### 2.2.1.1 Modelo de Tormenta.

Debido a que el tiempo de concentración del escurrimiento, en proyectos de drenaje, esta íntimamente ligado a la duración de la tormenta en cada caso, se tiene que, para la red de alcantarillado de la Ciudad de Toluca, se requerirá recopilar los registros de lluvia de la estación pluviográfica la -- "V" distante 11 kilómetros de esta ciudad. De esta estación se analizarán -- los valores de intensidad - duración de 0 a 60 minutos en 15 años de regis-- tros completos (1962 - 1976).

Para definir el modelo de tormenta a utilizar, se calcularán los valores de intensidad máxima anual con las duraciones 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60 minutos empleando el método de correlación lineal múltiple. Este Método es comun--- mente usado en este tipo de proyectos por representar matemáticamente los -- valores reales de las lluvias en función de la duración de la tormenta y el periodo de retorno o frecuencia de la misma.

El tipo de ecuación que resultaría del análisis será de la siguiente forma:

$$i = K T^{a_1} d^{a_2}$$

donde  $a_1$  y  $a_2$  son parámetros resultantes del procesamiento estadístico de -- los datos observados.

Calculando logaritmos se tiene:

$$\log f = \log K + a_1 \log T + a_2 \log d \quad (1)$$

Ecuación que puede escribirse como

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \quad (2)$$

donde:

$$\log f = y, \log K = a_0, \log T = x_1, \log d = x_2$$

Para definir el valor de los parámetros  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$  de la ecuación (2) se -- utiliza el método de correlación lineal múltiple, así estos parámetros se -- obtienen al resolver el siguiente sistema de ecuaciones,

$$\begin{bmatrix} N & \Sigma X_{1i} & \Sigma X_{2i} \\ \Sigma X_{1i} & \Sigma X_{1i}^2 & \Sigma X_{1i} X_{2i} \\ \Sigma X_{2i} & \Sigma X_{1i} X_{2i} & \Sigma X_{2i}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Sigma Y \\ \Sigma X_{1i} Y_i \\ \Sigma X_{2i} Y_i \end{bmatrix}$$

El anterior sistema de ecuaciones puede escribirse como:

$$\begin{aligned} \Sigma Y_i &= a_0 N + a_1 \Sigma X_{1i} + a_2 \Sigma X_{2i} \\ \Sigma X_{1i} Y_i &= a_0 \Sigma X_{1i} + a_1 \Sigma X_{1i}^2 + a_2 \Sigma X_{1i} X_{2i} \\ \Sigma X_{2i} Y_i &= a_0 \Sigma X_{2i} + a_1 \Sigma X_{1i} X_{2i} + a_2 \Sigma X_{2i}^2 \end{aligned} \quad (3)$$

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

En el procesamiento de los datos que permiten establecer el sistema (3) se consideraron todas las tercias de valores obtenidos como resultado del ordenamiento de dichos datos.

La ecuación representativa del modelo de tormenta para la zona de la estación la "V" es la siguiente:

$$i = K T^{a_1} d^{a_2}$$

donde:

i = Intensidad de lluvia en cms/hr.

T = Período de retorno.

d = Duración de la lluvia en minutos.

### 2.2.2 MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO.

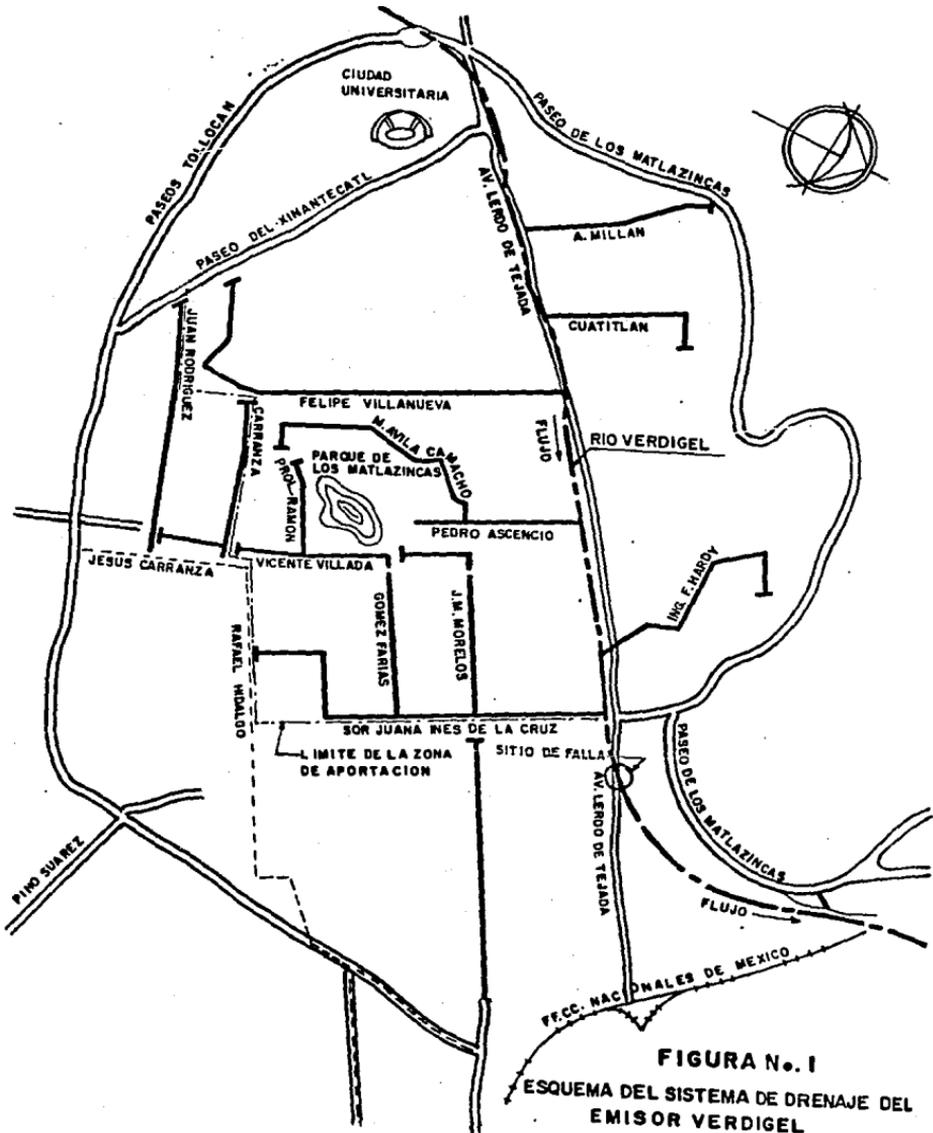
La cuenca del río Verdígel tiene características fisiográficas diferenciadas, pues en su región alta, tiene características de cuenca rural en tanto que la parte baja está comprendida en la zona urbana de la ciudad de Toluca. Dadas esas características, se consideró adecuado determinar los hidrogramas de las cuencas urbana y rural en forma separada.

La cuenca rural se consideró limitada por su parteaguas y se tomó como estación la confluencia de los mencionados ríos. Para determinar el hidrograma se utilizarán dos métodos; el Racional Americano y el Hidrograma Unitario -- Triangular.

La cuenca urbana, fue delimitada por medio de los planos de la red de drenaje, utilizando como estación el punto de falla del emisor y está limitada -- aproximadamente por los Paseos de Tollocan y de los Matlazincas, (ver fig. - No. 1.)

Para obtener el hidrograma se utilizará el Método Gráfico Alemán, procediéndose a determinar los gastos máximos que podían descargar los diferentes colectores y atarjeas al emisor Verdigei, así como sus tiempos de concentración.

Como criterio para determinar el gasto máximo por colector, se utilizará --- lluvia con  $T_r = 5$  y el Método Racional; el gasto obtenido se comparará con el gasto a tubo lleno del colector y se tomará el menor para los efectos del método Gráfico Alemán.



**FIGURA No. 1**  
**ESQUEMA DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL**  
**EMISOR VERDIGEL**

### 3. ESTUDIO HIDROLOGICO.

#### 3.1 OBJETIVO.

Las áreas de aportación de aguas negras y pluviales de la ciudad de Toluca - se pueden dividir en tres zonas, la mayor corresponde al río Verdígel que -- comprende la parte poniente-sur y centro con una superficie de 696.77 hecta- reas, la otra sería la del colector de Paseo Tollocan sur que se inicia en - Plazas de Sn. Buenaventura (ver croquis general de la ciudad de Toluca) - -- hasta descargar aguas abajo del río Verdígel fuera de la ciudad, y finalmen- te la que corresponde a la parte oriente de la ciudad y que vierte sus aguas al río Verdígel fuera de la ciudad.

Por otra parte la zona sur y suroeste de la ciudad comprendidas por las colo nias Nueva Oxtotitlán, Seminario, Villa Hogar, Moderna de la Cruz, Lázaro -- Cárdenas, Sta. Ma. de las Rosas, Nueva Sta. María, que se estan desarrollando rápidamente han provocado que el interceptor sur tenga insuficiencia en su -- capacidad, originando así no sólo insuficiencia en la red pluvial sino en - la capacidad del emisor Verdígel. lo que ha provocado las fallas anterior--- mente citadas. Dado que los poblados vierten sus desechos y es----- currimientos pluviales aguas arriba del emisor Verdígel, el problema crece, - por lo que el objeto de este estudio es hacer un análisis profundo de la --- cuenca de los ríos Verdígel y Cano, que también entra el emisor sin con----- trol provocando problemas para su desalojo de la ciudad.

El presente estudio servirá para verificar el mencionado gasto de 66 m<sup>3</sup>/s, - obtenido por la Comisión.

### 3.2 ALTERNATIVAS PARA LA SOLUCION AL PROBLEMA DE INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE TOLUCA.

Entre las alternativas que se pueden proponer como viables existen las siguientes:

- 1.- Presas para control de avenidas.
- 2.- Presas de almacenamiento en zonas laterales al cauce del río.
- 3.- Construcción de un canal para desviar el agua del río Verdigel hacia el río Tejalpa evitando así que el caudal entre a la ciudad.
- 4.- Revisión y modificación del emisor verdigel dentro de la ciudad.

Las primeras 3 alternativas pueden ser soluciones parciales o poco probables, así que se elige como mejor solución ampliar el emisor que transporta esas aguas a través de la ciudad.

El estudio se auxilia de un plano general donde se visualiza la cuenca del Río Verdigel, las áreas suburbanas y urbanas, así como la cuenca del río Cano.

Se muestra mas adelante un plano a escala reducida donde se dimensiona perfectamente las áreas de influencia de los ríos Cano y Verdigel.

La fuente de información es la estación la "Y" base para el análisis de las intensidades de lluvia para la ciudad de Toluca datos proporcionados por la Dirección de Hidrología dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

### 3.3 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DE APORTACION.

#### 3.3.1 LOCALIZACIÓN DE LA CUENCA URBANA Y RURAL.

Formando subcuencas del Río Lerma donde escurren los Ríos Cano y Verdigel, y la propia zona urbana de Toluca, ésta región se localiza entre las coordenadas geográficas  $19^{\circ}30'$  latitud norte, y,  $99^{\circ}40'$  y  $99^{\circ}53'$  longitud oeste en la zona sur-oeste de la ciudad.

#### 3.3.2 ZONA URBANA Y SUBURBANA.

##### 3.3.2.1 Vías de Comunicación.

La ciudad cuenta con sistemas de comunicación como son las carreteras Toluca-Tamazcaltepec, Toluca-Zitácuaro y Toluca-Querétaro, las cuales tienen ramales que comunican con muchos de los poblados aledaños a la región.

El ferrocarril Toluca-Acambaro también representa una buena vía de comunicación que, procedente de la ciudad de México, conecta con el sistema ferroviario del Estado de Michoacan.

### 3.3.3 CLIMA.

De acuerdo a la clasificación de Köpen, modificada por E. García, que aparece en la carta de DETENAL "Climas de México" 14 Q-V, Toluca tiene un clima templado y subhúmedo con lluvias en verano y oscilaciones anuales de temperatura entre 12 y 16°C. La precipitación media anual se ha estimado en 800 mm de lamina de agua. Evaporación media de 1 300 mm.

### 3.3.4 RELACION DE PORCENTAJES DE DRENAJE POR CUENCAS DE APORTACION.

Las cuencas tributarias estan formadas por las cuencas del Rio Cano, del Rio Verdigel y la ciudad de Toluca, con los siguientes porcentajes de área de -- drenaje: Rio Cano, 53.49%; Rio Verdigel, 36.66% y Zona Urbana, 9.85%.

### 3.3.5 TIPO DE SUELO.

El tipo de suelo en la cuenca rural está formado principalmente por tierra - vegetal cubierto con pastos. Presenta un potencial de escurrimiento máximo. Incluye principalmente arcillas con alto porcentaje de hufamiento; también - incluye algunos suelos poco profundos, bosques naturales (pino y oyamel) y - pastizales. Suelo tipo podzólicos y una mínima parte negros.

La cuenca urbana está constituida por pavimento, terracerias y casas techa-- das con teja.

### 3.3.6 CUBIERTA VEGETAL.

En la cuenca del Rfo Verdigel la cubierta vegetal está formada en un 93% por pastizales y agricultura de temporal; en la cuenca del Rfo Cano la cubierta vegetal se constituye en un 40% por agricultura de temporal y un 50% de bosques.

### 3.3.7 TIPO DE REGION HIDROGRAFICA

De acuerdo con la división por regiones hidrológicas que ha hecho la Secretaría de Recursos Hidráulicos del territorio Nacional, la cuenca del Rfo Verdigel está comprendida dentro de la Región Hidrológica número 12 (cuenca Lerma-Chapala-Santiago). A esta cuenca ha sido necesario subdividirla en fracciones a fin de hacer adecuado su estudio y control, en este orden, la fracción --- comprendida entre los orígenes del Rfo Lerma y la presa Solis inclusive es la que corresponde a la región del Rfo Verdigel, es decir, la cuenca del Alto - Lerma (14597 km<sup>2</sup>).

Dentro de esta subregión se localizan también las cuencas cerradas de Cuitzeo, Yuriria y Pátzcuaro.

La cuenca alta del Rfo Lerma, tiene algunos puntos en que su máxima elevación excede de los 4 500 metros en los picachos orientales del Nevado de Toluca, - donde nacen algunos alimentadores de las lagunas, estando limitada al Sur por una cordillera de mucho menor altitud que, en dirección Oeste-Este, une el -

Nevado de Toluca con el Cerro Zempoala y constituye así, el parteaguas meridional de la sub región.

### 3.3.8 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS.

La geología de la región del Río Verdigel, según la clasificación de la Carta Geológica del Atlas Geográfico, pertenece al cenozoico superior clástico y volcánico.

La cuenca es, en su parte alta, montañosa pasando a planicie en la zona ---- baja. El patrón de drenaje superficial corresponde al dendrítico. El área de cuenca rural es de 63,76 km<sup>2</sup>. La longitud del cauce principal es de 20.5 - km . La pendiente media es de 0,0910.

### 3.4 PENDIENTE DE LA CUENCA.

#### 3.4.1 CRITERIOS PARA DETERMINAR LA PENDIENTE:

El cálculo de la pendiente se obtiene con base en tres criterios.

Criterio de Alvor

Criterio de Horton

Criterio de Nash

### 3.4.2 CRITERIO DE ALVOR

La ecuación que nos define la pendiente por este criterio se deduce a partir de analizar la pendiente existente entre curvas de nivel.

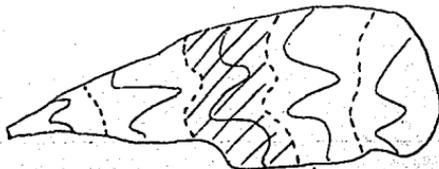


FIGURA "X"

Se trazan líneas medias (entre curvas de nivel), ver fig. X, y analizando las franjas que se forman (zona aschurada en la fig.) se tiene que para la franja sombreada la pendiente de su área tributaria es:

$$S_i = \frac{D}{W_i}$$

Donde:

D = Desnivel entre las líneas medias (punteadas en la -- fig. X) como son líneas intermedias entre curvas de nivel, se tomará el desnivel que existe entre dichas curvas.

$S_i$  = Pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel.

$W_1$  = Ancho de la faja que se determina por

$$W_1 = \frac{a_1}{L_1}, \quad y$$

$a_1$  = Area de la faja.

$L_1$  = Longitud de la curva de nivel comprendida dentro de la faja.

Luego la pendiente de la cuenca será el promedio de la suma de todas las -- pendientes de cada franja formada en la cuenca. Así, considerando  $n$  fran-- jas.

$$S = \frac{D L_1}{a_1} \frac{a_1}{A} + \frac{D L_2}{a_2} \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{D L_n}{a_n} \frac{a_n}{A}$$

Factorizando:

$$S = \frac{D}{A} (L_1 + L_2 + L_3 + \dots + L_n)$$

Así que finalmente obtenemos la expresión que nos permite valuar la pendien-- te de la cuenca total.

$$S_c = \frac{D \cdot L}{A}$$

Donde:

A = Area de la cuenca ( $37.83 \text{ km}^2$  para el río Cano)

D = Desnivel constante entre curvas de nivel (en km)

L = Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (en km)

a) Pendiente de la cuenca del río Cano.

En el plano de DETENAL se obtiene el desnivel constante entre curvas de nivel:  $D = 100 \text{ m}$  (ver figura A).

Sobre el mismo plano se mide la longitud de las curvas de nivel dentro de la cuenca obteniéndose:  $L = 44.545 \text{ km}$ .

Así, sustituyendo  $S_c = 0.1178$

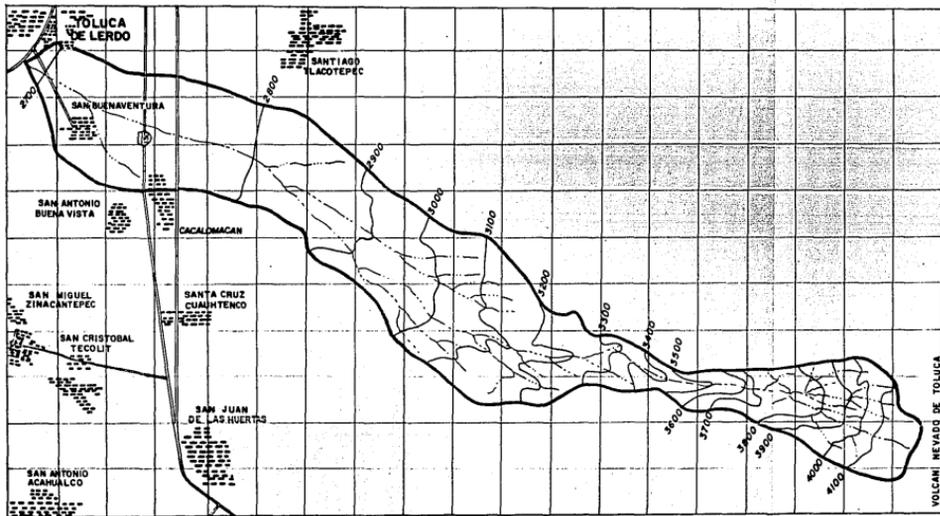
que es la pendiente de la cuenca del río Cano.

b) Pendiente de la cuenca del Río Verdigel

Para la cuenca del río Verdigel tenemos:

Longitud del cauce más largo =  $11.25 \text{ km}$  (ver figura B).

Area de la cuenca =  $25.93 \text{ km}^2$



**CUENCA DEL RIO CANO**

**FIGURA "A"**

Area cuadriculada = 35.91 km<sup>2</sup>

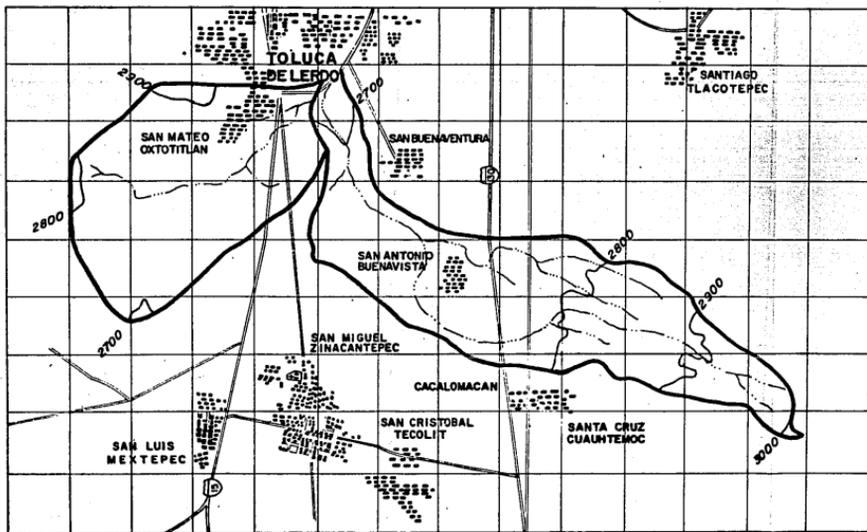
Area con planimetro = 37.83 km<sup>2</sup>

**SIMBOLOGIA**

Cauce mas largo \_\_\_\_\_  
 Longitud \_\_\_\_\_ 20.5 km.

**LONGITUD DE CURVAS  
 DE NIVEL EN Km.**

CURVAS	LONG. EN Km
2700	0.800
2800	2.200
2900	2.900
3000	3.500
3100	6.100
3200	4.750
3300	1.995
3400	2.350
3500	2.100
3600	2.750
3700	2.900
3800	2.750
3900	3.000
4000	3.200
4100	3.250
<b>TOTAL</b>	<b>44.545</b>



### SIMBOLOGIA

Cauce mas largo \_\_\_\_\_  
 Longitud \_\_\_\_\_ 11.25 km.

### LONGITUD DE CURVAS DE NIVEL EN Km.

CURVAS	LONGITUD	
2700	1.05	1.50
2800	3.20	1.24
2900	1.95	0.96
3000	0.27	
	10.17	

## CUENA DEL RIO VERDIGEL

FIGURA "B"

Area cuadriculada = 25.72 km<sup>2</sup>  
 Area con planimetro = 25.93 km<sup>2</sup>

Longitud de las curvas de nivel dentro de la cuenca 10.17 km

$$S_c = 0.0392$$

### 3.4.3 CRITERIO DE HORTON.

Para la aplicación de este criterio se trazó una malla de cuadrados sobre el plano de áreas de las cuencas respectivas, la cual se ha orientado en el sentido de la corriente principal (ver fig. "A") se midió la longitud de cada línea de la malla comprendida dentro de la cuenca y se contaron las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. Todos estos valores se ordenaron en la tabla 1 (valores para el Río Cano)

La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se valúa como

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad ; \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

Donde:

- D = Desnivel constante entre curvas de nivel.
- L<sub>x</sub> = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección "x" comprendidas dentro de la cuenca.
- L<sub>y</sub> = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección "y" comprendidas dentro de la cuenca.

$N_x, N_y$  = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección X y Y respectivamente.

La pendiente media de la cuenca se valúa con:

$$S_c = \frac{N D}{L} \quad \delta \quad S_c = \frac{S_x + S_y}{2}$$

Sustituyendo valores (de la tabla 1) se obtiene:

$$S_x = 0.0736$$

$$S_y = 0.0746$$

$$S_c = 0.0742, \text{ o bien}$$

$$S_c = 0.0742 \text{ (Río Cano)}$$

Para el Río Verdigel se tiene la fig. "B" con sus datos en la tabla 5, y así obtenemos las pendientes:

$$S_x = 0.0276$$

$$S_y = 0.0133$$

$$S_c = 0.0203, \text{ o bien}$$

$$S_c = 0.0205$$

$$\bar{S}_c = 0.0204$$

TABLA PARA CALCULO DE PENDIENTE  
(CRITERIO DE HORTON).

TABLA No. 1

NUMERO DE - LA LINEA DE, LA MALLA.	INTERSECCIONES		LONGITUDES EN KM.	
	Nx	Ny	Lx	Ly
0	0	0	0	0
1	1	0	2.70	0.70
2	1	6	5.40	2.50
3	2	3	5.70	1.90
4	2	3	3.10	1.20
5	2	3	3.60	0.80
6	3	2	3.95	0.55
7	8	0	5.90	1.15
8	6	2	4.50	1.80
9	2	4	1.80	2.75
10	0	1	0	3.55
11	0	3	0	3.35
12	0	0	0	2.60
13	0	1	0	2.75
14	0	0	0	2.25
15	0	0	0	2.25
16	0	0	0	2.35
17	0	0	0	2.60
18	0	0	0	2.45
19	0	0	0	0
20	0	0	0	0
<b>S U M A</b>	<b>27</b>	<b>28</b>	<b>36.65</b>	<b>37.50</b>
<b>SUMA TOTAL</b>	<b>55</b>		<b>74.15</b>	

CALCULO DE PENDIENTE  
(CRITERIO DE NASH)

TABLA No. 2

INTER-- SECCION	COORDENADAS		DIST MIN KM	PENDIEN TE S	INTER SECCION	COORDENADAS		DIST. MIN. KM	PENDIEN TE S
	Nx	Ny				X	Y		
1	2	16			26	9	16	2.30	0.04347
2	2	17			27	10	15	0.95	0.1052
3	2	18			28	10	16	0.60	0.1666
4	3	15	0.85	0.1176	29	11	15	1.45	0.0689
5	3	16	0.40	0.250	30	12	15	1.45	0.0689
6	3	17	0.40	0.250	31	13	14	0.70	0.1428
7	3	18			32	13	15	1.05	0.0952
8	4	14	0.35	0.2857	33	14	14	1.05	0.0952
9	4	15	0.50	0.2000	34	14	15	1.05	0.0952
10	4	16	0.35	0.2857	35	15	13	1.25	0.080
11	4	17	0.50	0.2000	36	15	14	1.05	0.952
12	4	18	0.70	0.1428	37	15	15	1.10	0.0909
13	5	14	0.75	0.1333	38	16	12	1.40	0.0714
14	5	15	0.45	0.2222	39	16	13	1.30	0.0769
15	5	16	0.45	0.2222	40	16	14	1.05	0.0952
16	5	17	0.70	0.1428	41	16	15	0.95	0.1052
17	5	18	0.90	0.1111	42	17	12	1.25	0.08
18	6	15	0.80	0.125	43	17	13	0.70	0.1428
19	6	16	2.35	0.0425	44	17	14	1.55	0.0645
20	6	17	1.45	0.0689	45	17	15	0.95	0.1052
21	7	15	0.60	0.1666	46	18	10	1.65	0.06060
22	7	16	2.25	0.04444	47	18	11	1.25	0.08
23	8	15	0.90	0.1111	48	18	12	1.25	0.08
24	8	16	2.30	0.04347	49	18	13	0.70	0.1428
25	9	15	0.95	0.1052	50	18	14	1.45	0.0689

CALCULO DE PENDIENTE

(CRITERIO DE NASH)

TABLA No. 3

INTER-- SECCION	COORDENADAS		DIST MIN KM	PENDIEN TE S	INTER SECCION	COORDENADAS		DIST. MIN. KM	PENDIEN TE S
	Nx	Ny				X	Y		
51	18	15	1.45	0.0689	76	22	12		
52	19	9	1.40	0.0714	77	22	13	1.70	0.0588
53	19	10	1.05	0.0952	78	23	7	1.60	0.0625
54	19	11	1.15	0.0869	79	23	8	1.10	0.0909
55	19	12	1.25	0.08	80	23	9	1.20	0.0833
56	19	13	1.70	0.05882	81	23	10	1.80	0.0555
57	19	14	1.45	0.0689	82	23	11	2.70	0.0370
58	19	15	1.95	0.05128	83	23	12		
59	20	9	1.40	0.0714	84	24	6	2.40	0.04166
60	20	10	1.10	0.0909	85	24	7	2.65	0.0377
61	20	11	0.95	0.1052	86	24	8	2.80	.03571
62	20	12	1.0	0.1	87	24	9	1.15	0.0869
63	20	13	1.80	0.0555	88	24	10	2.50	0.04
64	20	14	1.60	0.0625	89	25	5	2.50	0.04
65	20	15	2.0	0.05	90	25	6	2.35	.04255
66	21	9	1.45	0.0689	91	25	7	2.70	.03703
67	21	10	1.05	0.0982	92	25	8	2.75	.03636
68	21	11	1.05	0.0952	93	25	9	2.55	0.0392
69	21	12	1.0	0.10	94	25	10	2.70	0.03703
70	21	13	1.75	0.0571	95	26	4		
71	21	14	1.90	0.0526	96	26	5	2.40	0.04166
72	22	8	1.1	0.0909	97	26	6	2.35	0.0425
73	22	9	1.2	0.08333	98	26	7	2.65	0.0377
74	22	10	1.65	0.06060	99	26	8	2.65	0.0377
75	22	11	2.65	0.06060	100	26	9	2.15	0.0465

CALCULO DE PENDIENTE  
(CRITERIO DE NASH)  
TABLA No. 4

INTER-- SECCION	COORDENADAS		DIST MIN KM	PENDIEN TE S	INTER SECCION	COORDENADAS		DIST. MIN. KM	PENDIEN TE S
	Nx	Ny				X	Y		
101	27	4	2.45	0.0408	126	32	6		
102	27	5	2.30	0.0434	127	33	2		
103	27	6	2.35	0.04255	128	33	3	4.45	0.0225
104	27	7	2.70	0.0370	129	33	4	4.60	0.0217
105	28	4	2.45	0.0408	130	33	5		
106	28	5	2.25	0.0444	131	33	6		
107	28	6	2.35	0.0425	132	34	2		
108	28	7	2.65	0.0377	133	34	3	4.55	0.0220
109	29	3			134	34	4		
110	29	4			135	34	5		
111	29	5			136	34	6		
112	29	6			137	35	2	4.25	0.0220
113	29	7			138	35	3	4.60	0.0217
114	30	3			139	35	4		
115	30	4	4.45	0.0225	140	35	5		
116	30	5	4.55	0.0220	141	35	6		
117	30	6			142	36	1		
118	31	3			143	36	2	4.40	0.0227
119	31	4	4.55	0.0220	144	36	3		
120	31	5	4.60	0.0217	145	36	4		
121	31	6			146	36	5		
122	32	2			147	37	2		
123	32	3							
124	32	4	4.60	0.0217					
125	32	5							

TABLA PARA CALCULO DE PENDIENTE  
POR EL CRITERIO DE HORTON

TABLA 5

NUMERO DE - LA LINEA DE LA MALLA.	INTERSECCIONES		LONGITUDES EN KM..	
	Nx	Ny	Lx	Ly
0	0	0	0	0
1	0	0	0.60	0.95
2	0	0	0.80	1.25
3	0	0	1.85	2.10
4	1	2	4.10	1.90
5	3	0	4.95	2.20
6	0	0	2.20	2.00
7	0	0	0	1.85
8	0	0	0	2.75
9	0	0	0	0
<b>S U M A</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>14.50</b>	<b>15</b>
<b>SUMA TOTAL</b>	<b>6</b>		<b>29.50</b>	

### 3.4.4 CRITERIO DE NASH

Semejante al criterio de Horton, se trazó una malla de cuadrados sobre el plano topográfico de la cuenca, de manera que se obtuvieran no menos de 90 intersecciones de la malla dentro de la cuenca. Los valores de éste método se presentan en las tablas 2,3 y 4. En cada intersección se midió la distancia mínima entre curvas de nivel y la pendiente en ese punto se considera como la relación entre el desnivel de las curvas y la mínima distancia medida. Así se calculó la pendiente de cada intersección y su media aritmética. Se consideró la pendiente de la cuenca del Río Cano.

$$S_c = \frac{S \times Y}{N_s \times y}$$

donde:

Sxy = Pendiente de las intersecciones.

Nsxy = Número de intersecciones que tienen pendiente.

Así  $S_c = \frac{9,08482}{112}$

$$S_c = 0,0811$$

Para la cuenca del río Verdigel, de la fig. B y las tablas 6 y 7.

$$S_c = \frac{0,76869}{16}$$

$$S_c = 0,048$$

CALCULO DE PENDIENTE  
(CRITERIO DE NASH)

TABLA No. 6

INTER-- SECCION	COORDENADAS		DIST MIN KM	PENDIEN TE S	INTER SECCION	COORDENADAS		DIST. MIN. KM	PENDIEN TE S
	Nx	Ny				X	Y		
					23	9	8		
1	2	12			24	9	9		
2	2	13			25	9	10		
					26	10	7		
3	3	11			27	10	8		
4	3	12	2.10	0.0476	28	10	9		
5	4	10			29	10	10		
6	4	11	1.90	0.0526	30	11	7		
					31	11	8		
7	5	9	2.00	0.0500	32	11	9		
8	5	10	2.35	0.0425	33	11	10		
9	5	11	2.50	0.040	34	12	7		
10	6	8			35	12	8		
11	6	9	2.00	0.0500	36	12	9		
12	6	10	2.30	0.04347	37	12	10		
13	6	11	2.15	0.0465	38	13	7		
14	7	8	1.70	0.05882	39	13	8		
15	7	9	2.15	0.0465	40	13	9		
16	7	10	2.15	0.0465					
17	7	11	1.85	0.05405	41	14	6		
18	8	7	2.00	0.050	42	14	7		
19	8	8	1.80	0.0555	43	14	8		
20	8	9	2.55	0.0392	44	14	9		
21	8	10	2.20	0.04545	45	15	5		
22	9	7			46	15	6		

CALCULO DE PENDIENTE  
(CRITERIO DE NASH)  
TABLA No. 7

INTERSECCION	COORDENADAS		DIST MIN KM	PENDIENTES
	Nx	Ny		
47	15	7		
48	15	8		
49	16	3		
50	16	4		
51	16	5		
52	16	6		
53	16	7		
54	16	8		
55	17	2		
56	17	3		
57	17	4		
58	17	5		
59	17	6		
60	17	7		

Finalmente, se obtendrá una pendiente promedio de los tres criterios para cada cuenca. Así, para el Río Cano.

$$S_c = 0.0910$$

Y para la cuenca del Río Verdigel:

$$S_c = 0.0359$$

### 3.5 CÁLCULO DEL GASTO EN LOS RIOS VERDIGEL Y CANO

Para la determinación del gasto se utiliza la fórmula del método Racional - Americano:  $Q = 27.78 A i C$

donde:

Q = Gasto en litros por segundo.

i = Intensidad en centímetros por hora.

C = Coeficiente de escurrimiento.

A = Area en hectáreas.

#### 3.5.1 CONSIDERACIONES GENERALES:

- El tiempo máximo de precipitación es igual o mayor que el pico de escurrimiento.
- Toda la cuenca reconoce al pico de escurrimiento.

- La intensidad de precipitación pluvial es uniforme en toda la cuenca.
- Se desprecian zonas de almacenaje en la cuenca.
- Determinación del coeficiente de escurrimiento.

### 3.5.2 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Para la determinación de este coeficiente se elegirán valores de varios criterios que a continuación se presentan:

TIPO DE SUPERFICIE	ZONA DE POBLACION	COEFICIENTE
<p>Techos diversos (concreto, teja) C = 0.7 a 0.95. ---            Banquetas de concreto bien hechas asfalto C = 0.8 a - 0.9. Pavimento de asfalto C = 0.85 a 0.9. Pavimento de piedra labrada, ladrillo, adoquinado, con juntas impermeables C = 0.75 a 0.9.</p>	<p>Casco de ciudades - con edificación muy compacta, barrios comerciales.</p>	<p>C = 0.90 a 0.70</p>
<p>Pavimentos como los anteriores pero las juntas --- malas o abiertas.</p>	<p>Barrios contiguos a los anteriores con mucha edificación. Barrios residenciales.</p>	<p>C = 0.70 a 0.50</p>
<p>Pavimentos de bloques, losas, etc. de mala calidad C = 0.4 a 0.5. Empedrados C = 0.25 a 0.30. Superficies de grava bien puesta C = 0.3</p>	<p>Barrios residenciales, suburbios, zonas con casas aisladas y edificios industriales.</p>	<p>C = 0.50 a 0.25</p>
<p>Pavimentos sin afirmar - - C = 0.15 a 0.25. Superficies de grava común - - C = 0.10 a 0.025. Superficies sin pavimentar, lotes vacios, patios de ferrocarril C = 0.10 a 0.25 Carreteras de tierra dura C = 0.20. Parques, jardines, superficies con pasto de acuerdo con la pendiente y naturaleza del suelo C = 0.05 a 0.025. Superficies con arboledas, de acuerdo con pendientes C = 0.10 a 0.20.</p>		<p>C &lt; 0.25</p>

Criterio del Dr. Karl Imhoff.

1. Zonas densamente construidas ..... C = 0.80
2. Zonas de menor densidad ..... C = 0.60
3. Zonas con construcciones comunes ..... C = 0.25
4. Zonas suburbanas ..... C = 0.15
5. Zonas sin edificar ..... C = 0.05

Kuiching a obtenido un promedio de los coeficientes de escurrimiento en función de la densidad de habitantes, los cuales son valores aproximados y si no es posible mayor información éstos son susceptibles de utilización.

DENSIDAD (hab/Ha)	VALORES DE C
20	0.04
40	0.095
60	0.15
80	0.20
100	0.26
120	0.32
140	0.37
160	0.43
180	0.48
200	0.53
220	0.59

Escala de Frubling

TIPO DE SUPERFICIE	VALORES DE C
Tejados, terrazas, pavimento de asfalto.	0.8 a 0.9
Empedrados bien unidos.	0.7 a 0.8
Empedrados ordinarios.	0.5 a 0.7
Adoquinados.	0.4 a 0.6
Parque, bosques, jardines, tierras cultivadas.	0.02 a 0.1

Criterios Globales.

ZONAS	VALORES DE C
Construcciones densas (centro de la ciudad)	0.70 a 0.80
Construcciones aisladas.	0.50 a 0.60
Ciudades jardín.	0.25 a 0.35
Zonas no edificadas, campos de juego, F.C.	0.15 a 0.20
Jardines, parques, bosques.	0.01 a 0.10

Para cuencas pequeñas en las cuales el escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración se aplica la siguiente tabla:

TIPO DE SUPERFICIE	PENDIENTE %	VALORES DE C
Suelo arenoso plano	2	0.05 a 0.10
Suelo arenoso medio	2 a 7	0.10 a 0.15
Suelo arenoso empinado	7	0.15 a 0.20
Suelo grueso plano	2	0.13 a 0.17
Suelo grueso medio	2 a	0.18 a 0.22
Suelo grueso empinado	7	0.25 a 0.35
<b>ZONAS COMERCIALES</b>		
Areas céntricas		0.70 a 0.95
Areas vecinales		0.50 a 0.70
<b>ZONAS RESIDENCIALES</b>		
Areas familiares		0.30 a 0.50
Areas multifamiliares separadas		0.40 a 0.60
Areas multifamiliares conglomeradas		0.60 a 0.75
Areas suburbanas		0.25 a 0.40
Areas de apartamentos habitacionales		0.50 a 0.70
<b>ZONAS INDUSTRIALES</b>		
Claros		0.50 a 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 a 0.90
Parques y cementerios		0.10 a 0.25
Areas de recreo		0.20 a 0.40
Patios de FF CC		0.20 a 0.40

**CALLES**

Asfaltadas	0.70 a 0.95
De concreto	0.80 a 0.95
Enladrillado	0.70 a 0.85
Calzadas y banquetas	0.75 a 0.85
Azoteas y techados	0.75 a 0.95

**a) DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO**

RIO VERDIGEL	AREA Ha.	COEFICIENTE MEDIO
Agricultura de temporal y pastizales	2402	0.12
SAN MATEO OXTOTITLAN		
Pavimento	3.492	0.92
Terracería	13.168	0.24
Techedumbre	76.34	0.93
NUEVA OXTOTILAN		
Terracería	14.06	0.24
Techedumbre	83.94	0.93
RIO CANO		
Agricultura de temporal	1549	0.10
Bosque, pino y oyame	1890	0.15

<b>CACALOMACAN</b>		
Pavimento	3.674	0.92
Terracerfa	2.12	0.24
Tejado	88.603	0.93
<b>SAN ANTONIO BUENAVISTA</b>		
Pavimento	4.187	0.92
Terracerfa	7.776	0.24
Tejado	30.701	0.93
<b>SAN BUENAVENTURA</b>		
Pavimento	7.370	0.92
Terracerfa	11.055	0.24
Tejado	92.205	0.93
<b>CAPULTITLAN</b>		
Pavimento	10.087	0.92
Terracerfa	2.522	0.24
Tejado	83.70	0.93
<b>CIUDAD DE TOLUCA</b>	<b>696.77</b>	<b>0.60</b>

b) CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MEDIO PONDERADO

$$C_{mp} = \frac{\sum A_i \cdot C_i}{\sum A_i}$$

A	C	A·C
1549	0.10	154.900
1890	0.15	283.500
3.674	0.92	3.3801
2.12	0.24	0.5088
88.603	0.93	82.4008
4.187	0.92	3.8520
7.776	0.24	1.8662
30.701	0.93	28.5519
7.37	0.92	6.7804
11.055	0.24	2.6532
92.205	0.93	85.7507
10.087	0.92	9.2800
2.522	0.24	0.6053
83.70	0.93	77.8410
2402	0.12	288.2400
3.492	0.92	3.2126
13.168	0.24	3.1603
76.34	0.93	70.9962
14.06	0.24	3.3744
83.94	0.93	78.0642
696.77	0.60	418.0620
<b>7072.77</b>		<b>1606.9801</b>

$$C_{mp} = \frac{1606.98}{7072.77} = 0.2272$$

### 3.6 OBTENCION DE LAS INTENSIDADES MAXIMAS

La tabla (IMA) muestra en resumen las intensidades de lluvia anuales, las cuales fueron obtenidas de la dirección de Hidrología dependiente de la - S.A.R.H.

#### DEDUCCION DE LA FORMULA " Intensidad-duración-frecuencia"

En la tabla IMA se presentan los valores de las intensidades máximas anuales para las diferentes duraciones y en la tabla 2 los mismos valores, ordenados de tal forma que cada uno tiene asignado su período de retorno y - duración correspondiente.

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES ( $\frac{\text{cm}}{\text{hr}}$ ) (IMA)

ESTACION PLUVIOGRAFICA EN LA EX HACIENDA LA "Y"

Tabla 1

DURACION MIN AÑO	5	10	15	20	30	45	60
1962	11.64	8.04	6.96	5.34	3.56	3.37	1.78
1963	21.12	13.92	12.68	10.98	7.80	5.33	4.18
1964	14.40	7.80	6.48	6.60	4.74	3.36	2.70
1965	12.72	10.67	7.56	6.60	4.60	3.52	3.15
1966	12.36	11.10	9.84	7.80	5.52	3.87	3.11
1967	12.24	9.15	7.84	6.45	3.74	3.10	2.49
1968	12.00	7.20	5.84	5.10	3.46	2.32	1.87
1969	13.38	9.18	6.96	5.70	3.90	2.64	2.09
1970	15.60	11.10	8.00	6.30	4.30	2.90	2.30
1971	8.60	6.10	5.80	5.10	3.70	2.60	2.10
1972	10.08	5.58	3.77	2.91	2.34	1.86	1.52
1973	11.04	7.59	5.83	4.98	3.53	2.52	1.98
1974	12.00	9.60	7.90	7.05	4.73	3.18	2.45
1975	11.04	8.14	7.17	6.67	4.58	3.13	2.51
1976	10.20	6.00	5.10	4.95	3.83	2.74	2.08

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES  $(\frac{cm}{hr})$

ESTACION PLUVIOGRAFICA EN LA EX HACIENDA LA "Y"

DURACION MIN AÑO	5	10	15	20	30	45	60
1	21.12	13.92	12.68	10.98	7.80	5.33	4.18
2	15.60	11.10	9.84	7.80	5.52	3.87	3.15
3	14.40	11.10	8.00	7.05	4.74	3.52	3.11
4	13.38	10.67	7.90	6.67	4.73	3.37	2.70
5	12.72	9.60	7.84	6.60	4.60	3.36	2.51
6	12.36	9.18	7.56	6.60	4.58	3.18	2.49
7	12.24	9.15	7.17	6.45	4.30	3.13	2.45
8	12.00	8.14	6.96	6.30	3.90	3.10	2.30
9	12.00	8.04	6.96	5.70	3.83	2.90	2.10
10	11.64	7.80	6.48	5.34	3.74	2.74	2.09
11	11.04	7.59	5.84	5.10	3.70	2.64	2.08
12	11.04	7.20	5.83	5.10	3.56	2.60	1.98
13	10.20	6.10	5.80	4.98	3.53	2.52	1.87
14	10.08	6.00	5.10	4.95	3.46	2.32	1.78
15	8.60	5.58	3.77	2.91	2.34	1.84	1.52

DATOS AGRUPADOS EN ORDEN DECRECIENTE

TABLA 2

La ecuación se obtendrá mediante un Programa para computadora en lenguaje FORTRAN, el cual se presenta a continuación:

```
      C  PROGRAMA PARA CORRELACION LINEAL MULTIPLE
0001      DIMENSION SALTO(3),XI (30,10), XR (30,10), TR (30), D (10)
0002      REAL X 8 SALTO
0003      CALL ASSIGN (2,'DK 1 : EUGAL, CDA')
0004      READ (2,5) SALTO
0005      CALL CLOSE (2)
0006      FORMAT (2A4,A2)
0007  10  FORMAT (1H+, 2A4,A2)
0008      CALL ASSIGN (1, 'DK1 : AJDCLM')
0009      READ (1,15) NM, ND
0010      WRITE (7,15)NM, ND
0011      READ (1,20) (D(I),I=1,ND)
0012      WRITE (7,21) (D(I), I=1,ND)
0013      DO 100 I = 1,NM
0014      READ (1,20) (XR(I,J), J = 1,ND)
0015      WRITE (7,21) (XR(I,J), J=1,ND)
0016  100  CONTINUE
0017      DO 50 I=1,NM
0018      DO 50 J=1,ND
0019      XI (I,J) = XR(I,J)
0020  50  CONTINUE
0021      DO 70 J=1,ND
0022      DO 70 IO = 1, NM - 1
0023      XMAX = XI (10,J)
0024      IF = 10
0025      DO 60 I = 10 + 1, NM
0026      IF (XMAX,GT,XI(I,J)) GO TO 60
0028      IP = 1
0029      XMAX = XI (1,J)
```

```

0030 60      CONTINUE
0031      XI (IP,J) = XI (10,J)
0032      XI (10,J) = XMAX
0033 70      CONTINUE
0034      SUY = 0.0
0035      NX2 = 0
0036      SUX1 = 0.0
0037      SUX2 = 0.0
0038      SUX12 = 0.0
0039      SUX1Y = 0.0
0040      SUXX1 = 0.0
0041      SUXX2 = 0.0
0042      SUX2Y = 0.0
0043      WRITE (7,10) SALTO
0044      WRITE (7,25)NM, ND
0045      WRITE (7,30)(D(K), K=1,ND)
0046      DO 110 I=1,NM
0047      TR(I) = 1.0*NM/1
0048      WRITE (7,35) I,TR (I), (XI(I,J), J = 1, ND
0049 110      CONTINUE
0050      DO 130 I = 1,NM
0051      X1 = ALOG (TR(I))
0052      DO 120 J = 1, ND
0053      SUX1 = SUX1+X1
0054      SUXX1 = SUXX1+X1**2
0055      Y=ALOG (XI(I,J))
0056      X2=ALOG(D(J))
0057      SUX2 = SUX2+X2
0058      SUXX2 = SUXX2+X2**2
0059      SUX12 = SUX12+X1*X2
0060      SUX1Y = SUX1Y+X1*Y
0061      SUX2Y = SUX2Y+X2*Y
0062      SUY = SUY+Y
0063 120      CONTINUE

```

```

0064      NX2=1
0065  130  CONTINUE
0066      WRITE (7,40) SUX1, SUX2, SUX12, SUXY,SUX1Y, SUX2Y, SUXX1, SUXX2
0067      A11 = NM ND
0068      A12 = SUX1
0069      A13 = SUX2
0070      C1=SUY
0071      A21 =SUX1
0072      A22=SUXX1
0073      A23=SUX12
0074      C2=SUX1Y
0075      A31=SUX2
0076      A32=SUX12
0077      A33=SUXX2
0078      C3=SUX2Y
0079      D1=A12-A22*A11/A21
0080      D2=A13-A23*A11/A21
0081      D3=C1-C2*A11/A21
0082      D4=A22-A32*A21/A31
0083      D5=A23-A33*A21/A31
0084      D6=C2-C3*A21/A31
0085      A2=(D3/D1-D6/D4)/(D2/D1-D5/D4)
0086      A1=(D3-D2*A2)/D1
0087      A0=(1-A12*A1-A13*A2)/A1)
0088      XK=EXP(A0)
0089      WRITE (7,45)A0,A1,A2,XK
0090  15   FORMAT (1615)
0091  20   FORMAT (8F10.0)
0092  21   FORMAT (8F10.4)
0093  25   FORMAT(///,10X,'NUMERO DE AÑOS DE REGISTROS =',
14,/,10X, 'DURACIONES DEFINIDAS=',14,/)
0094  30   FORMAT(///,5X,'ORDEN PERIODO DURACIONES DE LA1,'
TORMENTA EN MINUTOS',/,15X,10F10,1,/)

```

```
0095 35   FORMAT (7X,12,2X,F7.3,3X,7(F5.2,5X)
0096 40   FORMAT (//,13X,'SUMATORIAS DE : ',/,14X,1'X1,
      8X,'X2',5X,'X1*X2,9X,'Y',6X,'X1*X2,6X,'X2*Y',5X,'X1**2',
      5X,'X2**2',/,7X,8F10.4,/)
0097 45   FORMAT (10X,' A0  A1  A2  XK',/,10X,4F10.4)
0098     WRITE (7,10) SALTO
0099     END
```

MAIN.

\*

NUMERO DE AÑOS DE REGISTROS = 15

DURACIONES DEFINIDAS = 7

ORDEN	PERIODO	DURACIONES DE LA TORMENTA EN MINUTOS						
		5.0	10.0	15.0	20.0	30.0	45.0	60.0
1	18.000	1.12	18.04	12.68	10.98	7.80	5.33	4.18
2	7.500	15.8	13.92	9.84	7.80	5.2	3.87	3.15
3	5.000	14.40	11.14	8.00	7.05	4.7	3.52	3.11
4	3.750	13.38	11.10	7.90	6.67	4.73	3.37	2.70
5	3.000	12.72	10.67	7.84	6.60	4.60	3.36	2.51
6	2.500	12.36	9.60	7.56	6.60	4.58	3.18	2.49
7	2.143	12.24	9.18	7.17	6.45	4.30	3.13	2.45
8	1.875	12.00	9.15	6.96	6.30	3.90	3.10	2.30
9	1.667	12.00	8.14	6.96	5.70	3.83	2.90	2.10
10	1.500	11.64	7.80	6.48	5.34	3.74	2.74	2.09
11	1.364	11.04	7.59	5.84	5.10	3.70	2.64	2.08
12	1.250	11.04	7.20	5.83	5.10	3.56	2.60	1.98
13	1.154	10.20	6.10	5.80	4.98	3.53	2.52	1.87
14	1.071	10.08	6.00	5.10	4.95	3.46	2.32	1.78
15	1.000	8.60	5.58	3.77	2.91	2.34	1.86	1.52

SUMATORIAS DE:

X 1	X 2	X1*X2	Y	X1*Y	X2*Y	X1**2	X2**2
89.0504	313.7700	266.1082	176.8884	169.1785	482.7035	135.4486	1005.3392
A 0	A 1	A 2	K				
3.4389	0.3197	-0.6778	31.1530				

La ecuación obtenida del modelo de tormenta para la zona de la Estación la "Y" es:

$$i = 31.153 T^{0.320} d^{-0.6776} \quad (3.1)$$

Donde:

$i$  = es intensidad de lluvia en cm/hr

$T$  = es periodo de retorno en años.

$d$  = es duración de la lluvia en minutos.

Con el fin de tener más elementos de juicio se calculará la ecuación de intensidad de lluvia por el Método estadístico de E.J. Gumbel, quien considera una distribución por mínimos cuadrados.

El método se reduce a la aplicación de:

$$I = \bar{I} - 0.45 + 0.78 L \left( L \frac{T}{T-1} \right) \sigma$$

$$\text{Si } K = 0.45 + 0.78L \left( L \frac{T}{T-1} \right)$$

$$I = i - K\sigma \quad \text{a cada duración}$$

Para la resolución se aplicará un programa para computadora junto con los resultados para cada una de las duraciones elegidas.

I		DURACION EN MINUTOS										I
PERIODO	RANGO	5.	10.	15.	20.	30.	45.	60.				
16.0	1	21.12	13.92	12.68	10.98	7.80	5.33	4.18				
8.0	2	15.60	11.10	9.84	7.80	5.52	3.87	3.15				
5.3	3	14.40	11.18	8.00	7.05	4.74	3.52	3.11				
4.0	4	13.38	10.67	7.90	6.67	4.73	3.37	2.70				
3.2	5	12.72	9.60	7.84	6.60	4.68	3.35	2.51				
2.7	6	12.36	9.18	7.56	6.60	4.58	3.18	2.49				
2.3	7	12.24	9.15	7.17	6.45	4.30	3.13	2.45				
2.0	8	12.00	8.14	6.96	6.30	3.94	3.10	2.30				
1.8	9	12.00	8.84	6.96	5.70	3.83	2.98	2.10				
1.6	10	11.64	7.88	6.48	5.34	3.74	2.74	2.09				
1.5	11	11.84	7.59	5.84	5.18	3.70	2.64	2.08				
1.3	12	11.04	7.20	5.83	5.18	3.56	2.60	1.98				
1.2	13	10.20	6.18	5.80	4.98	3.53	2.52	1.87				
1.1	14	10.80	6.00	5.10	4.95	3.46	2.32	1.78				
1.1	15	8.60	5.58	3.77	2.91	2.34	1.86	1.52				
VALOR MEDIO		12.56	8.74	7.18	6.17	4.29	3.18	2.42				
DESV. ESTANDAR		2.93	2.28	2.09	1.77	1.23	.89	.67				

$$INT = \frac{208}{D + 8.1}$$

INT=INTENSIDAD EN (MM/HR)  
D=DURACION EN (MIN)  
PERIODO DE RETORNO 5.AÑOS

DATOS DE LA ESTACION HACIENDA LA "Y".

I	I	I	DURACION EN MINUTOS									I						
			I	5.	I	10.	I	15.	I	20.	I		30.	I	45.	I	60.	I
I	PERIODO	RANGO	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I		
I	16.0	I	1	I	21.12	I	13.92	I	12.68	I	10.98	I	7.80	I	5.33	I	4.18	I
I	8.0	I	2	I	15.60	I	11.10	I	9.84	I	7.80	I	5.52	I	3.87	I	3.15	I
I	5.3	I	3	I	14.40	I	11.10	I	8.09	I	7.85	I	4.74	I	3.52	I	3.11	I
I	4.0	I	4	I	13.39	I	10.67	I	7.90	I	6.67	I	4.73	I	3.37	I	2.70	I
I	3.2	I	5	I	12.72	I	9.60	I	7.84	I	6.60	I	4.60	I	3.36	I	2.51	I
I	2.7	I	6	I	12.36	I	9.18	I	7.56	I	6.60	I	4.58	I	3.18	I	2.49	I
I	2.3	I	7	I	12.24	I	9.15	I	7.17	I	6.45	I	4.30	I	3.13	I	2.45	I
I	2.0	I	8	I	12.00	I	8.14	I	6.96	I	6.30	I	3.90	I	3.10	I	2.30	I
I	1.8	I	9	I	12.00	I	8.04	I	6.96	I	5.70	I	3.83	I	2.90	I	2.10	I
I	1.6	I	10	I	11.64	I	7.80	I	6.48	I	5.34	I	3.74	I	2.74	I	2.09	I
I	1.5	I	11	I	11.04	I	7.59	I	5.84	I	5.10	I	3.70	I	2.64	I	2.08	I
I	1.3	I	12	I	11.04	I	7.20	I	5.83	I	5.10	I	3.56	I	2.60	I	1.98	I
I	1.2	I	13	I	10.20	I	6.10	I	5.80	I	4.98	I	3.53	I	2.52	I	1.87	I
I	1.1	I	14	I	10.08	I	6.00	I	5.10	I	4.95	I	3.46	I	2.32	I	1.78	I
I	1.1	I	15	I	8.60	I	5.58	I	3.77	I	2.91	I	2.34	I	1.86	I	1.52	I
I	VALOR MEDIO	I		I	12.56	I	8.74	I	7.18	I	6.17	I	4.29	I	3.10	I	2.42	I
I	DESV. ESTANDAR	I		I	2.93	I	2.28	I	2.09	I	1.77	I	1.23	I	.80	I	.67	I

$$INT = \frac{284.}{D + 8.1}$$

INT=INTENSIDAD EN (MM/HR)  
D=DURACION EN (MIN)  
PERIODO DE RETORNO 25 AÑOS

DATOS DE LA ESTACION HACIENDA LA "Y".

METODO DE MINIMOS CUADRADOS

Para un periodo de retorno de 25 años.

TIEMPO DE RETORNO	PARAMETRO GUMBEL	DURACION LLUVIA (min)	5	10	15	20	30	45	60
		$I_m$	12.5613	8.7446	7.1820	6.1687	4.2886	3.096	2.4206
T	K	$\sigma$	2.9306	2.2786	2.0901	1.7731	1.2255	0.8019	0.6685
25		$K\sigma$	-5.9927	-4.6594	-4.2739	-3.6257	-2.5060	-1.6397	-1.3670
AÑOS	-2.04486	I 25	18.5540	13.4040	11.4559	9.7946	6.7946	4.7357	3.7876

$$I_y = \bar{i} - 0.45 + 0.78 L \left( L \frac{T}{T-1} \right) \sigma$$

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

$$I_x = i - K\sigma$$

$$i_x = \frac{Ax}{t-Bx} \left( \frac{\text{cm}}{\text{hr}} \right)$$

$$I_{25} = \frac{A}{5-B}$$

$$I_{25} = \frac{A}{10-B}$$

$$I_{25} = \frac{A}{15-B}$$

$$I_{25} = \frac{A}{20-B}$$

$$I_{25} = \frac{A}{30-B}$$

$$I_{25} = \frac{A}{45-B}$$

$$I_{25} = \frac{A}{60-B}$$

APLICANDO MINIMOS CUADRADOS

X	Y	X <sup>2</sup>	x Y	Y <sup>2</sup>
I	t.I	I <sup>2</sup>	t.I <sup>2</sup>	(t.I) <sup>2</sup>
18.5540	92.770	344.251	1721.254	8606.273
13.4040	134.040	179.667	1796.672	17966.722
11.4559	171.838	131.238	1968.559	29528.298
9.7944	195.888	95.930	1918.605	38372.108
6.7946	203.838	46.166	1384.998	41549.930
4.7357	213.106	22.427	1009.206	45414.167
3.7876	227.256	14.356	860.755	51645.289
<u>68.5262</u>	<u>1238.736</u>	<u>834.035</u>	<u>10660.049</u>	<u>233082.787</u>

$$A = \frac{(\sum Y)(\sum X^2) - (\sum X)(\sum XY)}{N\sum X^2 - (\sum X)^2} = 264.93469$$

$$B = \frac{N\sum XY - (\sum X)(\sum Y)}{N\sum X^2 - (\sum X)^2} = -8.98644$$

$$t = \frac{264.93469}{t + 8.98644}$$

Así que finalmente tenemos 3 ecuaciones posibles para la determinación de la intensidad de lluvia.

$$i_1 = 31.153 T^{0.320} d^{-0.678}$$

$$i_2 = \frac{284}{t + 8.1} \qquad i_3 = \frac{264.93469}{t + 8.98644}$$

Tomando una duración de tormenta de 153 min. con periodo de retorno igual a 25 años, tenemos para cada ecuación.

$$i_1 = 2.88 \frac{\text{cm}}{\text{hr}}$$

$$i_2 = 1.76288 \frac{\text{cm}}{\text{hr}}$$

$$i_3 = 1.6355 \frac{\text{cm}}{\text{hr}}$$

### 3.7 OBTENCION DE LOS TIEMPOS DE CONCENTRACION

#### 3.7.1 TIEMPO DE CONCENTRACION PARA EL RIO VERDIGEL

Para este efecto se requiere conocer la pendiente media de la cuenca y la longitud del cauce más largo.

La pendiente se ha obtenido en el capítulo anterior, y la longitud del cauce más largo se obtendrá midiendo directamente en la carta de DETENAL. Así se calcula el tiempo de concentración, según Chow.

$$t_c = 10 \left( \frac{L^2}{S} \right)^{1/3} \quad \text{ó} \quad t_c = 0.01 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

Donde:

L = longitud del cauce más largo (11.25 km)

S = pendiente media de la cuenca (0.0359 )

Luego:

$$t_c = 10 \left[ \frac{(11.25)^2}{0.0359} \right]^{1/3} = 152.196 \text{ min.}$$

#### 3.7.2 TIEMPO DE CONCENTRACION PARA EL RIO CANO

Conocida la pendiente de la cuenca y midiendo directamente la longitud del cauce más largo.

$$t_c = 10 \left( \frac{L^2}{S} \right)^{1/3}$$
$$t_c = 10 \left[ \frac{(20.5)^2}{0.091} \right]^{1/3} = 166.5286 \text{ min.}$$

### 3.8 DETERMINACION DEL GASTO PICO

#### 3.8.1 CALCULO DEL GASTO PICO PARA EL RIO VERDIGEL

(En el sitio del paseo Xinantecatl)

Con el tiempo de concentración aguas abajo de la confluencia de los ríos Cano y Verdigel (para definir con éste la duración de la tormenta), el modelo de tormenta que estará determinado por la ecuación 3.1 y el coeficiente de escurrimiento ya determinado, se calculará el gasto máximo por el Método Racional Americano y el Hidrograma Unitario Triangular. Así el gasto máximo se elegirá a criterio, partiendo de los resultados obtenidos.

#### a) METODO RACIONAL

$$Q = 27.78 A i C$$

Donde:

Q.- gasto en lts/seg

A.- área de la cuenca (2559 ha)

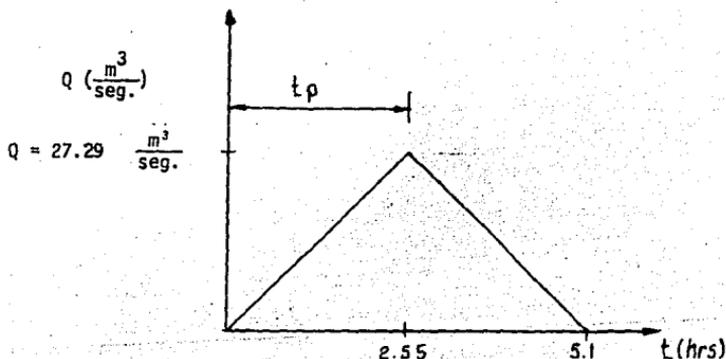
i.- intensidad de lluvia (1.722  $\frac{\text{mm}}{\text{hr}}$ )

C.- coeficiente medio ponderado de escurrimiento (0.22)

$$Q = 27.78 \times 2559 \times 1.722 \times 0.22$$

$$Q = 27.29 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b) HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR



$$Q_p = 0.556 \frac{he}{n} \frac{A}{t_p}$$

he.- lluvia en exceso (mm)

A.- área en  $Km^2$

n.- parámetro ( $n = 2$ )

$t_p$ .- tiempo de pico

$\Delta t$ .- duración de tormenta (hrs.)

Cálculo de he

$$he = Chp, \text{ duración} = 153 \text{ min.}$$

$$he = 0.22 (1.722 \times 2.55 \times 10)$$

$$he = 9.66 \text{ mm}$$

Cálculo de  $t_p$

$$t_p = 0.5 t_c + \frac{\Delta t}{2}$$

$$t_p = 0.5 (1) + \frac{2.537}{2}$$

$$t_p = 2.537$$

Sustituyendo para  $Q_p$

$$Q_p = 27.107 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ luego } Q_p < Q \text{ (Método Racional)}$$

### 3.8.2 CALCULO DEL GASTO PICO PARA EL RIO CANO

#### a) METODO RACIONAL

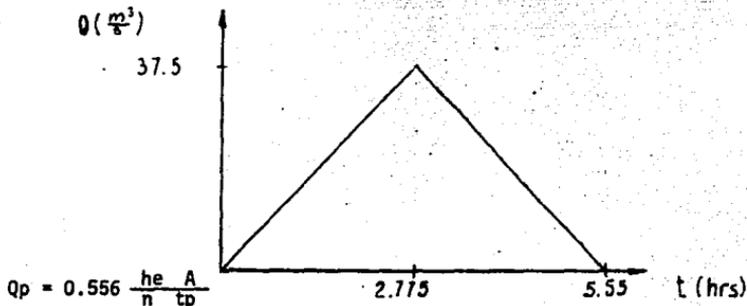
$$Q = 27.78 \text{ A i C}$$

$$i = \frac{31.153 \times 5^{0.32}}{167(0.678)} = 1.622 \frac{\text{mm}}{\text{hr}}$$

$$Q = 27.78 \times 3.783 \times 1.622 \times 0.22$$

$$Q = 37.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

#### b), HIDROGRAMA TRIANGULAR



Cálculo de  $h_e$

$$h_e = C h_p, \text{ duración} = 167 \text{ min.}$$

$$h_e = 0.22 (i \times t [\text{hr}] \times \text{conversión}) = 9.902 \text{ min}$$

### TIEMPO DE PICO

$$t_p = 0.5 t_c + \frac{\Delta t}{2} = 2.775$$

### GASTO DE PICO

$$Q_p = \frac{0.556 h_e A}{n t_p} = 37.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

Así, el gasto que circula aguas abajo en la inmediata vecindad de la confluencia de los 2 ríos es la suma de los anteriormente calculados, es decir:

$$Q = 64.82 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

Valor ligeramente menor que el dato de  $66 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$  de CEAS.

### 3.8.3 CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR COLECTOR

A continuación se calculará el gasto para cada colector que descarga al Emisor Verdigel. Esto se hará para un periodo de retorno de 5 años, y se desarrollará como sigue:

1. Determinar el área tributaria (A)
2. Determinar la longitud de entrada (LE)

3. Obtención de la pendiente media del terreno ( $S_m$ )
4. Cálculo de los tiempos de entrada ( $t_e$ ), de recorrido ( $t_r$ ) y de concentración ( $t_c$ ).
5. Cálculo de la intensidad de lluvia utilizando la ecuación antes obtenida ( $i$ ).
6. Cálculo del gasto a drenar utilizando el Método Racional ( $Q$ )
7. Cálculo del gasto a tubo lleno utilizando la ecuación de Manning. ( $Q_{tll}$ ).

Para determinar el volumen de aguas negras descargadas al Emisor Verdigel, el área urbana se delimitará por medio de los planos de la red de drenaje utilizando como estación el punto de falla del emisor. El área está limitada por los Pases Tollocan y de los Matlazincas

Para obtener el hidrograma se aplicará el Método Gráfico Alemán.

Como criterio para determinar el gasto máximo por colector se utilizará la lluvia con  $T_r = 5$  años en el Método Racional Americano. El gasto que se obtenga se comparará con el gasto a tubo lleno del colector a fin de usar el que resulte menor en el Método Gráfico Alemán.

A continuación se enlistan los colectores con sus respectivas áreas de aportación y tiempos de concentración.

De acuerdo con especificaciones de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la revisión de los colectores se hará considerando una duración de tormenta de 28.35 min. obtenida previamente. Así pues, la in-

TABLA No. 3.

COLECTORES		Area Ha	Coef. Esc.
1	FELIPE VILLANUEVA	96.98	0.6
2	IXTLAHUACA	5.72	0.6
3	SUBC. EL ORO	4.41	0.6
4	F. BARTOLOME DE - LAS CASAS.	14.47	0.6
5	AGUSTIN MILLAN	102.35	0.5
6	CUAUTITLAN	68.81	0.35
7	SUBC. SULTEPEC	7.98	0.6
8	PEDRO ASCENCIO	36.4	0.6
9	SUBC. Q. ROO NTE.	16.20	0.6
10	SUBC. MELCHOR OCAMPO	6.20	0.6
11	SUBC. LA LLAVE	2.22	0.6
12	SUBC. MARTIN RIVERA	0.77	0.6
13	SOR JUANA - GUERRERO	88.62	0.6
14	I. RAYON NTE.	6.32	0.6
15	F. HARDY	26.25	0.5
16	R. PALACIO - MIRAMONTE	13.26	0.6
17	POZO 154	3.30	0.6
18	PASAJE 16 - SEP. ATARJEAS	2.38 2.723	0.6 0.6

AREA TOTAL

505.36 Ha.

tensidad de lluvia está regida por el Modelo de Tormenta ya obtenido, el cual tiene la forma siguiente:

$$i = 31.153 T^{0.32} d^{-0.678}$$

Sustituyendo valores, para un periodo de retorno de 5 años tenemos:

$$i = 5.399 \frac{\text{cm}}{\text{hr}}$$

#### CALCULO POR COLECTORES

##### 1. COLECTOR FELIPE VILLANUEVA

$$A = 96.98 \text{ Has}$$

$$LT = 1948 \text{ m}$$

$$C = 0.6$$

$$LE = 50 \text{ m}$$

$$V = 3.8 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$Sm = 0.98 \text{ (milésimas)}$$

$$St = 0.01$$

$$TE = 0.303 \left( \frac{L}{\sqrt{Sm}} \right)^{0.64} Dt = 1.52 \text{ m}$$

Sustituyendo valores

$$TE = 0.303 \left( \frac{50}{\sqrt{0.98}} \right)^{0.64} = 3.729$$

$$TE_1 = 3.729 \text{ min.}$$

$$TR = \frac{LT}{V} = \frac{1948}{3.8} = 512.63 \text{ seg.}$$

$$TR_1 = 8.544 \text{ min.}$$

$$Tc_1 = TE_1 + TR_1 = 3.729 + 8.544$$

$$Tc_1 = 12.273 \text{ min.}$$

Cálculo del Gasto a drenar

$$Q = K C i A = 27.78 (0.6) (5.399) (96.98) = 8727.28 \text{ lps}$$

$$Qd_1 = 8.727 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo del Gasto a tubo lleno

$$V_{TLL} = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S_t^{1/2}$$

$$V_{TLL} = \frac{1}{0.013} \left(\frac{1.52}{4}\right)^{2/3} (0.01)^{1/2} = 4.036 \text{ m/seg.}$$

$$V_{TLL} = 4.036 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$Q_{TLL} = A V = \frac{\pi (1.52)^2}{4} (4.036) = 7.32$$

$$Q_{TLL} = 7.323 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

Este es el procedimiento de cálculo a seguir para todos y cada uno de los colectores. A fin de hacer más dinámico el estudio, los resultados se manejarán directamente.

En la tabla No. 3, que se muestra a continuación, aparece en forma resumida los anteriores resultados por colector y en la figura No. 2 se presenta el arreglo esquemático de los tributarios al Emisor Verdige1.

TABLA No. 3  
GASTOS DE DISEÑO EN COLECTORES

COLECTOR	AREA (Ha)	T. escu rrim. TE (min)	T.recorrido TR (min)	T.Concentrac TE+TR	Gasto a Drenar m <sup>3</sup> /s	Vel.Tubo lleno VTLL m/s	Q tubo lleno m <sup>3</sup> /s	i = cm/hr.
Felipe villanueva	96.98	3.72	8.54	12.27	8.73	4.04	7.33	5.399
Subc. Ixtlahuaca	5.72	2.91	4.47	7.38	0.515	2.40	0.703	5.399
Sub. el Oro	4.41	2.81	4.32	7.13	0.397	2.20	0.640	5.399
F.Bartolome de -- tas C.	14.47	4.36	5.34	9.71	1.302	3.91	3.52	5.399
Agustín Millán	102.35	2.45	5.06	7.51	7.675	3.19	2.87	5.399
Cuatitlan	68.810	3.35	4.78	8.13	3.612	3.35	3.01	5.399
Sub. Sultepec	7.98	2.96	5.07	8.03	0.718	2.41	1.09	5.399
Pedro Ascencio	36.4	5.4	9.0	14.40	3.276	3.117	3.644	5.399
Sub. Q. Roo Nte.	16.20	3.92	4.61	8.53	1.458	3.268	2.1258	5.399
Subc. Melchor --- Ocampo	6.20	3.15	2.62	5.76	0.558	3.18	0.929	5.399
Sub. La Llave	2.22	2.88	2.91	5.79	0.200	2.20	0.640	5.399
Sub.Martín Rivera Sor Juana-Guerre- ro	0.77	2.90	1.77	4.67	0.069	3.10	0.91	5.399
I. Rayon Nte.	88.62	3.407	13.98	17.385	7.957	3.064	8.058	5.399
F. Hardy	6.32	2.26	3.60	5.86	0.569	2.41	0.70	5.399
R. Palacio--figra- monte	26.25	2.638	4.862	7.50	1.969	5.79	18.55	5.399
Pozo 154	13.26	3.54	5.166	8.706	1.193	2.542	1.153	5.399
Pasaje 16-Sep.	3.30	3.917	4.22	8.139	0.297	1.70	0.497	5.399
Atarjeas	2.38	3.20	3.155	6.35	0.214	1.792	0.285	5.399
	2.723	-	-	-	0.245	1.88	0.299	5.399

Σ 505.36

Tc = 28.35 min = duración

Gasto Total

$$Q T = 34.125 \frac{m^3}{s}$$

$$i = 31.153 (5)^{0.320} (28.35)^{0.678} = 5.399$$

T = 5 años.

NOTA: El gasto total es la suma de los Gastos menores de la comparación Gasto a Drenar y Gasto a tubo lleno.  
Ver Figura 3A.

Este método de cálculo aplicado con un periodo de retorno de 5 años, se ha comparado con el gasto a tubo lleno de cada uno de los colectores que aportan agua al Emisor Verdigel a fin de tomar el menor de cada cual para poder aplicar, así, el Método Gráfico Alemán.

#### 3.8.4 CALCULO DEL GASTO MAXIMO PARA EL EMISOR VERDIGEL CON EL METODO GRAFICO ALEMAN.

Con este método se pretende poder definir el hidrograma en la zona de falla del Emisor, para poder lograr lo anterior se ha recurrido a los siguientes aspectos hidrológicos e hidráulicos:

Con respecto a la Hidrología se ha partido de los datos proporcionados por la S.A.R.H.. Los tiempos de concentración, así como duraciones de tormenta, se estimarán como se ha hecho anteriormente.

Los tiempos en donde presenta puntos de inflexión el hidrograma, se obtuvieron dependiendo de que la duración de la lluvia de diseño fuera mayor, menor o igual que los tiempos de concentración.

En total se usarán 24 hidrogramas, que resultan de la red de drenaje que aporta aguas al Emisor.

Con la tabla No. 3 obtenida anteriormente y con el diagrama de aportaciones al Emisor Verdigel que se presenta abajo (ver figura 2), se obtiene el hidro-

grama del área urbana (ver figura No.3 A).

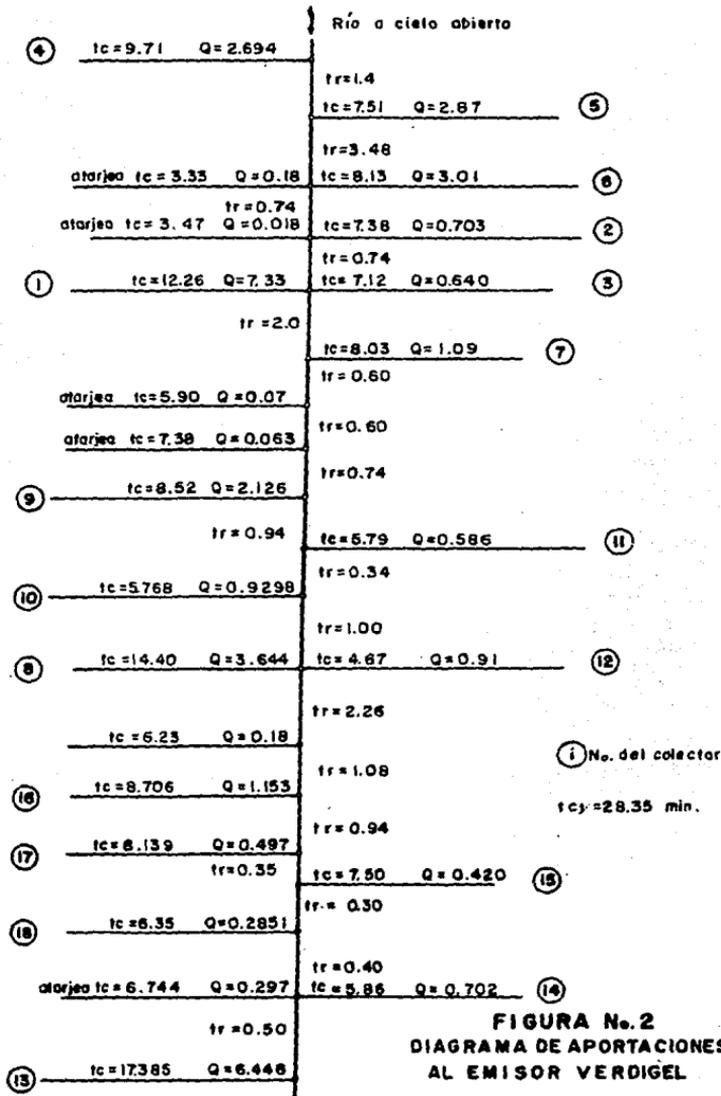
Los resultados de gastos por colector se enlistaron en la tabla No. 3 y en el diagrama de aportaciones al Emisor Verdigel (fig. 2), con estos elementos se determinó el tiempo de concentración de la cuenca urbana con el cual se definió la duración de la tormenta y así integrar los 24 hidrogramas de los colectores tributarios. Una vez integrados se construyó el hidrograma de la cuenca urbana el cual dió un gasto pico de  $34.1 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

En esta misma figura se dibujó el hidrograma de la cuenca rural considerando un gasto pico de  $66 \text{ m}^3/\text{seg}$ . con su respectivo tiempo de concentración, - duración, y de entrada.

Al comparar los hidrogramas y superponerlos, se apreció que los tiempos de concentración son tan diferentes, que en la práctica, las avenidas superpuestas alcanzan un gasto máximo de  $38.1 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Esto significa  $39 \text{ m}^3/\text{seg}$ . - más que el debido a la cuenca urbana. (ver figura 3.)

Así, pues la conclusión es que el pico de la avenida que se presenta en la zona de falla se debe sólo a la generada en la cuenca urbana.

El gasto obtenido de  $34.125 \text{ m}^3/\text{seg}$ . indica que el emisor tiene capacidad para conducirlo, excepto en la zona del estrechamiento (zona de falla) por lo que el diseño hidráulico comprenderá la rectificación de la sección hidráulica



**FIGURA No. 2**  
**DIAGRAMA DE APORTACIONES**  
**AL EMISOR VERDIGEL**

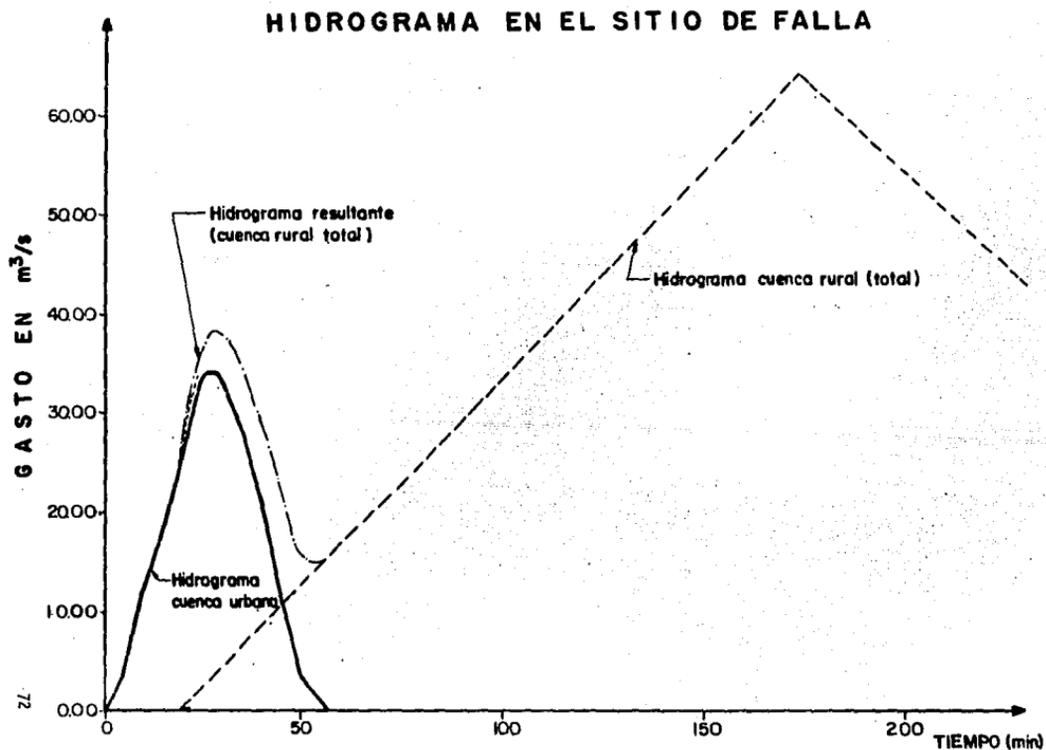
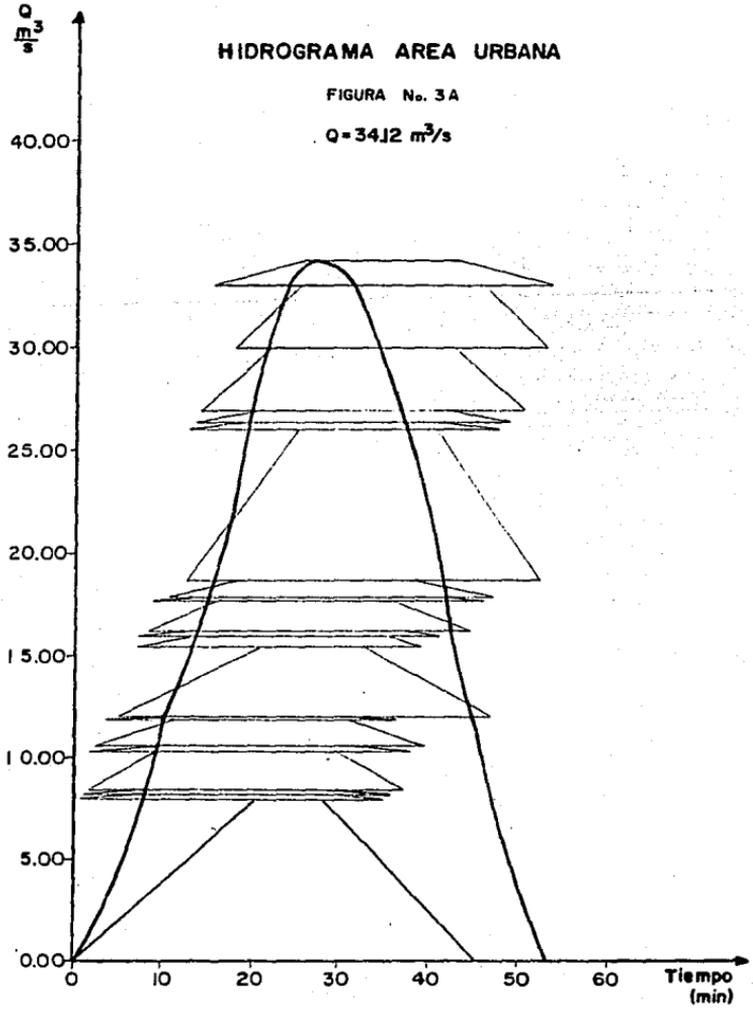


FIGURA N° 3

# HIDROGRAMA AREA URBANA

FIGURA No. 3A

$Q = 3412 \text{ m}^3/\text{s}$



ca en el correspondiente tramo de influencia.

Es prácticamente imposible que los picos de las avenidas de las cuencas ur bana y rural coincidan al mismo tiempo dados los tiempos de concentración tan diferentes 28.78 min. para la cuenca urbana y 153 min. para la cuenca rural, por lo que aún superponiendo los hidrogramas y considerando la cuenca total y el mismo tiempo de recorrido, el pico de la avenida se incrementaría unos  $3.9 \text{ m}^3/\text{seg.}$  ésto es, un gasto pico de  $38.025 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , el cual es menor que el gasto calculado para la avenida de la cuenca rural - - - - - ( $64.82 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ). Así pues, el gasto que rige para efectos del diseño hidráu lico es el correspondiente al producido en la totalidad de la cuenca urbana, la cual deja un margen de seguridad amplio a futuro.

Además el desvío de los ríos, antes de entrar a la ciudad de Toluca, está siendo tomada como alternativa para mejorar el funcionamiento del drenaje urbano.

#### 4. DISEÑO HIDRAULICO.

##### 4.1 OBJETIVO.

A fin de definir con precisión la causa por la que ocurre la falla en el -- Emisor Verdigel ocasionando inundaciones se hará primero un análisis del -- comportamiento del agua dentro del conducto actual en la periferia de la -- zona de falla. Para esto, se usarán los datos proporcionados por la CEAS - Toluca, en cuanto a las secciones que tiene el conducto a lo largo de su re corrido. Con estas secciones y conociendo la pendiente y el tipo de mate-- rial se aplicará Bernoulli para determinar el perfil hidráulico. El gasto de diseño será el mayor de los determinados aquí o en la CEAS. Una vez --- determinado el tramo conflictivo se procederá a determinar secciones proba-- bles de solución para construir la mejor en el tramo necesario.

Ya que se tenga la colución se hará un análisis hidráulico para conocer el comportamiento que tendrá el agua ya con el tramo rectificado.

##### 4.2 ANALISIS HIDRAULICO DEL CONDUCTO EXISTENTE.

El Emisor Verdigel tiene la siguiente sección (sección 1) en la entrada del rfo al conducto.



DATOS

- Q = 66 m<sup>3</sup>/seg. (Mayor que el valor obtenido aquí de 65 m<sup>3</sup>/s)  
n = 0.015 (Mampostería)  
s = 0.01678  
b' = 5.00

DONDE:

- Q = Gasto  
n = Coeficiente de rugosidad  
s = Pendiente de la plantilla  
b' = Ancho total de la sección  
q = Gasto unitario

Cálculo del tirante crítico (tc)

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$$

Donde  $q = \frac{Q}{L} = 13.20 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$

$$t_c = 2.6091 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad crítica (vc)

$$V_c = \frac{Q}{A_c}; A_c = \text{Area hidráulica crítica} = b' \cdot t_c$$

$$Ac = 13.0455 \text{ m}^2$$

$$Vc = 5.0592 \text{ m/seg}$$

Cálculo de la pendiente crítica (Sc)

$$Sc = \left( \frac{Vcn}{r^{2/3}} \right)^2$$

El perímetro mojado vale

$$Pm = 2 \times 2.6091 + 5 = 10.2182 \text{ m}$$

y el radio hidráulico

$$r = 1.2767 \text{ m}$$

Así

Sc = 0.0042, valor que resulta mucho menor que la pendiente que tiene actualmente el emisor. Por lo tanto el régimen de flujo es rápido.

Cálculo del tirante normal.

La velocidad está dada por la ecuación de Manning.

$$V = \frac{r^{(2/3)} s^{(1/2)}}{n}$$

Sustituyendo los datos ya conocidos, se tiene

$$V = 8.6358 r^{2/3}$$

pero el radio hidráulico está en función del tirante (t), esto es:

$$r = \frac{5t}{2t+5} \quad , \text{ luego}$$

$$V = 8.6358 \left( \frac{5t}{2t+5} \right)^{2/3}$$

Para conocer el tirante normal se hará aplicando la ecuación

$$Q = VA$$

$$Q = 8.6358 \left( \frac{5t}{2t+5} \right)^{2/3} (5t)$$

Se debe cumplir

$$Q = 66 \text{ m}^3/\text{seg}, \text{ es decir:}$$

$$8.6358 \left( \frac{5t}{2t+5} \right)^{2/3} (5t) = 66$$

Esta ecuación es válida para

$$t = 1.566 \text{ m que es el valor del tirante normal.}$$

Con este valor se obtiene la velocidad del agua dentro del Emisor actual

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{A}{p}\right)^{2/3} s^{1/2}$$

DONDE:

V = Velocidad

n = Coeficiente de rugosidad

A = Area hidráulica

p = Perímetro mojado

s = Pendiente de plantilla

b' = Ancho total de plantilla

$$A = b't = 7.83 \text{ m}^2$$

$$p = 2b' + t = 8.132 \text{ m}$$

$$V = 8.4207 \text{ m/seg.}$$

Esta velocidad es alta y se debe al régimen rápido.

Aplicación del teorema de Bernoulli para conocer el funcionamiento hidráulico del conducto existente.

Entre la sección anterior (1) y la inmediata siguiente (2) (hasta donde se conserva la misma pendiente así como la sección)

$$t_1 + \frac{V_1^2}{2g} + Z = T_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_m n}{r m^{2/3}}\right)^2 L$$

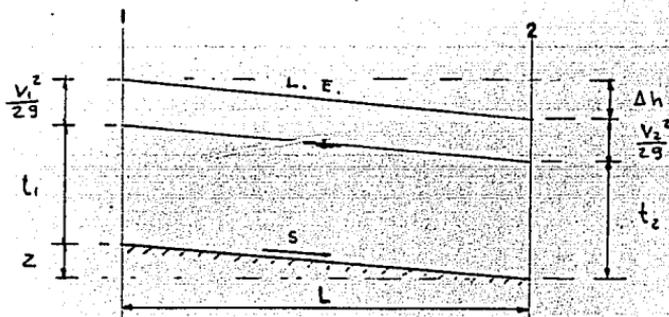
$L$  = es la longitud entre las secciones de análisis. En este caso particular vale 69 m.

$Z$  = es el desnivel entre ambas secciones

$V_m$  = velocidad media

$\frac{v^2}{2g}$  = es la carga de velocidad

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning



Se tienen los siguientes datos

$$t_1 = 1.566 \text{ m}$$

$$v_1 = 8.4207 \text{ m/seg}$$

$$Z = 1.063$$

$$s = \frac{Z}{L} = 0.0154$$

Así que, sustituyendo en la ecuación anterior

$$t_1 + \frac{v_1^2}{2g} + Z = 6.2431$$

Es decir

$$t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V \cdot m \cdot n}{r \cdot m^2/3}\right)^2 L = 6.2431$$

$$V_m := \frac{Q}{A}$$

Para efecto de aplicar el método de iteraciones para obtener t, se aplicará un programa para calculadora HP-41 el cual se presenta a continuación:

1.- PRGM	18.- STO 03	35.- 69
2.- <input type="checkbox"/> GTO..	19.- 0.96286	36.- X
3.- <input type="checkbox"/> LBL	20.- +	37.- RCL 01
4.- $\alpha$ BER $\alpha$	21.- 2	38.- +
5.- 1.55	22.- $\div$	39.- RCL 04
6.- STO 01	23.- 0.6666	40.- <input type="checkbox"/> X <sup>2</sup>
7.- <input type="checkbox"/> LBL 01	24.- <input type="checkbox"/> Y <sup>X</sup>	41.- 19.62
8.- RCL 01	25.- STO 03	42.- $\div$
9.- 5	26.- 66	43.- +
10.- X	27.- RCL 02	44.- <input type="checkbox"/> BEEP
11.- STO 02	28.- +	45.- R/S
12.- RCL 01	29.- STO 04	46.- 0.01
13.- 2	30.- 0.015	47.- STO 01
14.- X	31.- X	48.- <input type="checkbox"/> GTO 01
15.- 5	32.- RCL 03	49.- <input type="checkbox"/> GTO..
16.- +	33.- $\div$	
17.- $\div$	34.- <input type="checkbox"/> X <sup>2</sup>	

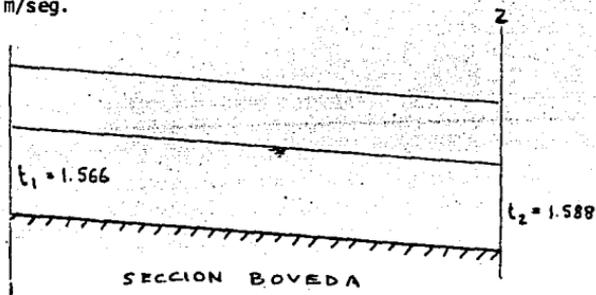
Para un valor de  $t_2 = 1.588$  m se obtienen los siguientes resultados:

$$t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_m n}{r m^{2/3}}\right)^2 L = 6.24612$$

$$A = 7.94 \text{ m}^2$$

$$r = 0.97788 \text{ m}$$

$$V_2 = 8.31234 \text{ m/seg.}$$



Nuevamente, aplicando Bernoulli entre esta última sección (2) y la inmediata siguiente (3) y aplicando el programa de cálculo anteriormente enlistado con los siguientes datos:

$$b_1 = 5.25 \text{ m}$$

$$L = 75.56 \text{ m}$$

$$Z = 0.67526 \text{ m}$$

$$t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 = 5.7849$$

Se obtiene para un tirante  $t_3 = 1.628$  m

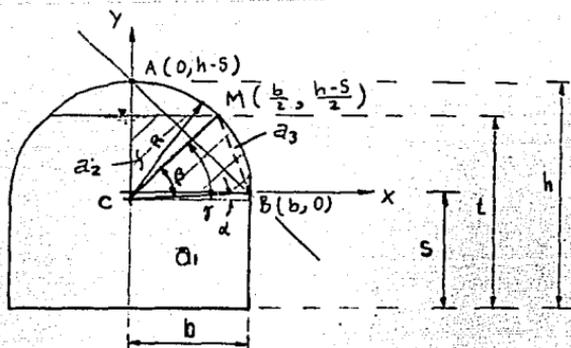
$$t_3 + \frac{V_3^2}{2g} + \left( \frac{V_m \eta}{r m \frac{7}{3}} \right) L = 5.78732 \approx 5.7849$$

$$A = 8.547 \text{ m}^2$$

$$r = 0.99423 \text{ m}$$

$$V_3 = 7.72201 \text{ m/seg}$$

Ahora, entre la sección (3) y la siguiente (4), se hará una división geométrica de la sección del conducto a fin de poder realizar el análisis.



SECCION 4

af : es el área hidráulica parcial de la sección.

La pendiente de la recta AB es:

$$m = \frac{h - S}{-b}$$

La pendiente de una recta perpendicular a AB es:

$$m_1 = \frac{b}{h - S}$$

Luego la ecuación de la recta MC es:

$$y - \frac{h - S}{2} = \frac{b}{h - S} \left( x - \frac{b'}{2} \right),$$

y despejando "y"

$$y = \frac{b}{h - S} x - \frac{b^2}{2(h - S)} + \frac{h - S}{2}$$

Calculando para  $x = 0$

$$y = -\frac{b^2}{2(h - S)} + \frac{h - S}{2}$$

Así que el radio queda expresado por

$$R = h - S + \frac{b^2}{2(h - S)} - \frac{h - S}{2}, \text{ o bien}$$

$$R = \frac{h - S}{2} + \frac{b^2}{2(h - S)}$$

El área total de la sección hidráulica es (ver fig. anterior)

$$a_t = 2(a_1 + a_2 + a_3), \text{ y}$$

$$a_1 = bs$$

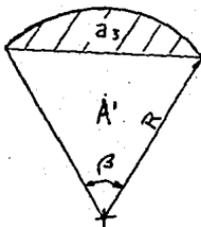
$$\gamma = \sin^{-1} \frac{t - S + \frac{b^2}{2(h-S)} - \frac{h-S}{2}}{R}$$

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{\frac{b^2}{2(h-S)} - \frac{h-S}{2}}{R}$$

$$\beta = \gamma - \alpha$$

$$a_2 = \frac{b + R \cos \gamma}{2} (t - S)$$

Determinación del área 3,  $a_3$



$$A_T = \frac{\pi R^2 \beta}{360} = \frac{1}{2} R^2 \frac{\pi \beta}{180}$$

$$A' = R^2 \sin \frac{\beta}{2} \cos \frac{\beta}{2} = \frac{1}{2} R^2 \sin \beta$$

$$a_3 = \frac{1}{2} R^2 \left( \frac{\pi \beta}{180} - \sin \beta \right)$$

Luego el perimetro mojado será:  $P = \left( \frac{2\pi R \beta}{360} + S + b \right) 2$

Se tienen los siguientes datos:

$$t_3 = 1.628 \text{ m}$$

$$V_3 = 7.72201 \text{ m/seg.}$$

$$Z = 0.07894 \text{ m}$$

Así

$$t_3 + \frac{V_3^2}{2g} + Z = 4.7462$$

Ahora se aplicará el mismo sistema de iteraciones planteado anteriormente y auxiliándose por el programa de calculadora, se obtiene para la igualdad

$$t_4 + \frac{V_4^3}{2g} + \left( \frac{V \text{ m n}}{r \text{ m}^2 / s} \right)^2 L = 4.7462$$

los siguientes resultados:

$$t_4 = 1.597 \text{ m}$$

$$\Sigma = 4.74865 \text{ m}$$

$$V_4 = 7.7120 \text{ m/seg}$$

$$r = 1.0013 \text{ m}$$

$$a = 8.558 \text{ m}^2$$

Procediendo de manera similar a la mostrada arriba se calculan las siguientes secciones cuyos resultados se enlistan enseguida.

SECC.	n	s	b (m)	S (m)	h (m)	Li-j (m)	Zi (m)	ti (m)	Vi (m/s)	ai(m <sup>2</sup> )	rh	Q( $\frac{m^3}{s}$ )
1	0.015	0.01678	2.50	----	----	-----	-----	1.566	8.421	7.83	0.9629	66
2	0.015	0.0154	2.5	----	----	69	1.063	1.588	8.312	7.94	0.9778	66
3	0.015	0.0089	2.63	----	----	75.56	0.675	1.628	7.722	8.547	0.994	66
4	0.015	0.0133	2.63	----	----	5.94	0.079	1.597	7.712	8.558	1.001	66
5	0.015	0.0118	2.675	1.25	3.85	52.5	0.463	1.68	7.356	8.972	1.024	66
6	0.015	0.0106	2.70	1.50	4.0	39.10	0.415	1.705	7.172	9.203	1.044	66
7	0.015	0.0088	2.675	1.75	3.35	50.00	0.441	1.774	6.954	9.490	1.066	66
8	0.015	0.0115	2.70	1.50	3.60	74.10	0.856	1.705	7.124	9.264	1.047	66
9	0.015	0.0111	2.65	1.65	3.75	50.00	0.557	1.750	7.087	9.313	1.056	66
10	0.015	0.0111	2.65	1.60	3.80	30.50	0.339	1.755	7.099	9.296	1.054	66
11	0.012	0.0053	2.675	1.55	3.65	26.50	0.141	1.85	6.741	9.799	1.086	66
12	0.013	0.0053	2.70	1.35	3.85	115.50	0.614	2.063	5.970	11.054	1.156	66

Aplicando Bernoulli entre (12) y (13): Se tiene una pendiente  $S = 0.00124$  la cual es menor que la pendiente crítica lo que implica que se presentará un salto hidráulico. Además en este tramo la sección se reduce. Por estas razones, aquí se debe presentar la sección crítica y el Emisor Fallará al no tener suficiente capacidad en este tramo.

Lo anterior implica cambiar la sección a partir de este tramo que es el que en realidad presenta deficiencia hidráulica pues las secciones aguas arriba, ya revisadas analíticamente, no presentan problemas.

#### 4.3 DETERMINACION DE LA MEJOR ALTERNATIVA DE SOLUCION.

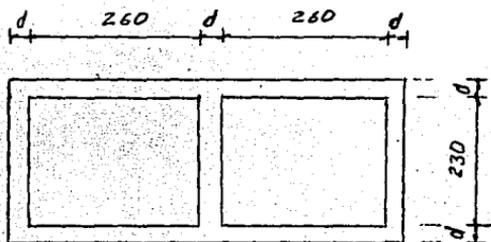
Una vez conocido el gasto a drenar, se trabajará con un valor de  $Q = 66 \text{ m}^3/\text{seg.}$  pues este resulta ser ligeramente mayor que el obtenido aquí de  $65 \text{ m}^3/\text{s.}$ , esto garantiza mayor seguridad en cuanto a la capacidad del emisor a diseñar.

De acuerdo con informaciones del Departamento de Alcantarillado de Toluca, se tiene pensado construir una planta de tratamiento de aguas negras en las proximidades de la bifurcación que sufre el conducto actual, margen derecha, sin tener aún definido el sitio. Esto provoca que se tenga que dejar alguna preparación para encausar un cierto gasto hacia la bifurcación margen derecha, preparación que puede ser dividir el emisor en dos secciones hasta llegar a la bifurcación.

Como ya se indicó en capítulos anteriores la zona de la falla actual está --- sobre la avenida Lerdo de Tejada y el conducto sigue bajo la avenida de los Maestros para bifurcarse por la avenida Colegio Militar (margen izquierda) y Paseo de los Matiazincas (margen derecha). Por esta razón la elección de la sección del conducto deberá ajustarse a las limitaciones de trabajar en la mencionada avenida.

##### 4.3.1 CONDUCTO SIMETRICO DE SECCION RECTANGULAR.

Supongase las siguientes dimensiones



Cálculo del tirante normal suponiendo que se tiene la misma pendiente del conducto actual ( $S = 0.00994$ ).

Aplicando la ecuación de Manning

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

Según la tabla 5-6 "Values of the Roughness Coefficient n" del Libro "Open-Channel Hydraulics" de Ven T. Chow, para conductos cerrados con flujo que llena parcialmente a estos, el coeficiente de Manning para alcantarillas de concreto acabado.

$$n = 0.012 \text{ (valor medio)}$$

$$V = \frac{1}{0.012} R^{2/3} (0.00994)^{1/2} = 8.3083 R^{2/3}$$

El gasto por sección transversal de conducto debe ser 33 m<sup>3</sup>/seg, luego

$$Q = 8.3083 A R^{2/3} = 8.3083 \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$$

entonces

$$\frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = 3.9719$$

$$Ah = y \cdot b = 2.6y$$

$$Ph = 2y + b = 2y + 2.6$$

Sustituyendo en (2)

$$\frac{(2.6y)^{5/3}}{(2y + 2.6)^{2/3}} = 3.9719$$

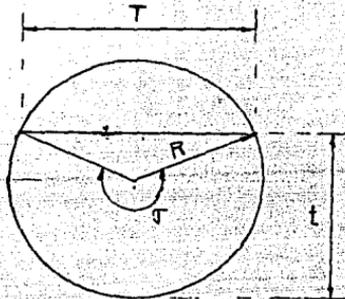
Si  $y = 1.834$  (conducto lleno al 80%)

$$\frac{(2.6 \times 1.834)^{5/3}}{(2 \times 1.834 + 2.6)^{2/3}} = 3.9738 \approx 3.9719$$

Luego el tirante normal vale  $Y_n = 1.834$  m y equivale al 80% de capacidad del conducto.

#### 4.3.2 CONDUCTO DE SECCION CIRCULAR.

Sea la siguiente geometría.



y  $R = 1.50 \text{ m}$ . El área total será

$$A = \pi R^2 = 7.0686 \text{ m}^2$$

La pendiente es la del conducto actual.

$$S = 0.00994$$

La ecuación que define el área hidráulica dentro de una sección circular es

$$A_h = \frac{1}{8} (\sigma - \text{sen } \sigma)(2R)^2 \text{ ----- (3)}$$

Sustituyendo valores

$$Ah = 1.125 (\sigma - \text{sen } \sigma)$$

para el perímetro mojado, se tiene

$$P_m = \sigma R \quad \text{-----} \quad (4)$$

Nuevamente, aplicando la ecuación de Manning

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

sustituyendo en esta ecuación las ecuaciones 3 y 4 se obtiene

$$Q = \frac{1.125 (\sigma - \text{sen } \sigma)}{n} \left[ \frac{R}{2} \left( 1 - \frac{\text{sen } \sigma}{\sigma} \right) \right]^{2/3} S^{1/2} \quad \text{--(5)}$$

Para aplicar esta ecuación y conocer la capacidad del conducto, supongase -- que el tubo está lleno al 85% aproximadamente de su diámetro vertical y que el ángulo  $\sigma$  alcanza un valor de  $340^\circ$ . Sustituyendo en (5), se obtiene

$$Q = 41.4723 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Este valor resulta menor que  $66 \text{ m}^3/\text{seg.}$  Así que se calcula la capacidad del tubo lleno, esto es, para  $\sigma = 360^\circ$

$$Q = 48.4789 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El resultado anterior muestra que un tubo de 3.00 m de diámetro es insuficiente para conducir 66 m<sup>3</sup>/seg.

Se calculará la pendiente para la cual un tubo de 3 m de diámetro trabajando al 80% de su capacidad puede conducir 66 m<sup>3</sup>/s. Se tiene entonces

$$S = \left[ \frac{Q n}{A r^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.0304 \quad \text{con una velocidad}$$

$$V = 11.009 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

Esta velocidad es extremadamente alta y no se puede aceptar.

Así que se tendrá que optar por 2 tubos del diámetro que garantice la capacidad requerida.

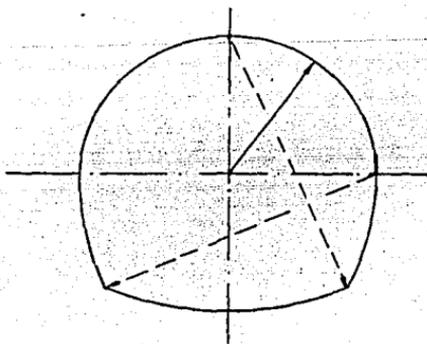
Considerando el diámetro inmediato inferior que es de 2.50 m se analizará la capacidad de 2 tubos.

Nuevamente, suponiendo el tubo lleno al 85%

$$Q = 25.504 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Dado que este resultado es menor que el esperado de  $33 \text{ m}^3/\text{seg}$ , el diámetro de conducto debe ser el de 3 m. Esto implica tener capacidad de sobra, es decir, dos tubos de 3 m de diámetro trabajando al 85% de su capacidad nos dan  $82.94 \text{ m}^3/\text{seg}$  valor 25% más alto que  $66 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

#### 4.3.3 CONDUCTO DE SECCION HERRADURA.



Se revisará la situación de una sección en herradura. Para tal efecto se hará uso de las tablas que aparecen en las "Notas Sobre Hidráulica Elemental" del Ing. Raúl Gómez Rosas, de las cuales se presenta aquí la del -- anexo 2-d "Área, Perímetro mojado y Radio Hidráulico en Conductos de Herradura Parcialmente Llenos".

Para entrar a la tabla se necesita conocer la relación tirante ( $t$ ) sobre -- diámetro ( $D$ ).

Supongase un diámetro  $D = 3.0 \text{ m}$ . Si el conducto está lleno al 80% el ti-- rante  $t$  es aproximadamente de 2.4 m.

Luego la relación  $t/D$  vale 0.8.

Con este dato entramos en la tabla y vemos que para  $\frac{t}{D} = 0.8$ ;  $\frac{a}{D^2} = 0.7175$ , -- donde "a" es el área hidráulica.

Así

$$\frac{a}{D^2} = 0.7175, \text{ despejando "a"}$$

$$a = 0.7175 \cdot D^2$$

$$a = 6.4575 \text{ m}^2$$

Ahora se calcula el radio hidráulico de la siguiente forma:

Usando nuevamente la tabla anterior en tramos con el valor de  $\frac{t}{D} = 0.8$  --- se observa que a la relación  $\frac{r}{D}$  le corresponde el valor 0.3067. Así que se calcula el radio hidráulico  $\frac{r}{D} = 0.3067$

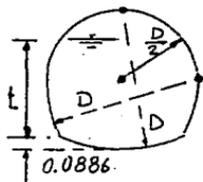
$$r = 0.9201 \text{ m}$$

Luego ya es fácil determinar el gasto en un conducto de sección herradura de diámetro 3 m y lleno al 80%. Aplicando la ecuación de Manning

$$Q = a \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad \text{sustituyendo valores}$$

AREA, PERIMETRO MOJADO Y  
RADIO HIDRAULICO EN CON-  
DUCTOS DE HERRADURA PAR-  
CIALMENTE LLENOS.

a.- Area de la sección  
p.- Perímetro mojado  
r.- Radio hidráulico



$\frac{t}{D}$	$\frac{a}{D^2}$	$\frac{p}{D}$	$\frac{r}{D}$
.01	.0019	.2830	.0066
.02	.0053	.4006	.0132
.03	.0097	.4911	.0198
.04	.0150	.5676	.0264
.05	.0209	.6351	.0329
.06	.0275	.6963	.0394
.07	.0346	.7528	.0459
.08	.0421	.8054	.0524
.0886	.0491	.8482	.0578
.09	.0502	.8513	.0590
.10	.0585	.8732	.0670
.11	.0670	.8950	.0748
.12	.0753	.9166	.0823
.13	.0839	.9382	.0895
.14	.0925	.9597	.0964
.15	.1012	.9811	.1031
.16	.1100	1.0024	.1097
.17	.1188	1.0236	.1161
.18	.1277	1.0448	.1222
.19	.1367	1.0658	.1282
.20	.1457	1.0868	.1341
.21	.1549	1.1078	.1398
.22	.1640	1.1286	.1454
.23	.1733	1.1494	.1508
.24	.1825	1.1702	.1560
.25	.1919	1.1909	.1611
.26	.2013	1.2115	.1662
.27	.2107	1.2321	.1710
.28	.2202	1.2526	.1758
.29	.2297	1.2731	.1804
.30	.2393	1.2935	.1850
.31	.2489	1.3139	.1895
.32	.2586	1.3342	.1938
.33	.2683	1.3546	.1981
.34	.2780	1.3748	.2023

$$Q = 50.75 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Como este resultado es inferior al deseado ( $66 \text{ m}^3/\text{seg}$ ) significa entonces -- que se requiere, o bien, un conducto de diámetro mayor que 3 m. o bien, 2 -- conductos de diámetro menor que 3 m. Como, constructivamente, sería muy complicado, y en consecuencia costoso, construir 2 conductos de sección herradura juntos, lo mejor será considerar un sólo conducto.

Supongase un conducto de sección herradura de diámetro 3.35 m y lleno al 80%. Esto implica un tirante aproximado de 2.68 m. Dado que la relación  $t/D$  tiene el mismo valor del caso anterior, el área hidráulica vale

$$a \approx 8.0521 \text{ m}^2$$

El radio hidráulico será entonces

$$r = 1.0274 \text{ m}$$

y el gasto

$$Q = 68.12 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Como este valor se aproxima mucho a  $66 \text{ m}^3/\text{seg}$  la sección considerada de diámetro 3.35 m es aceptable en cuanto a capacidad.

## SELECCION DE LA MEJOR SOLUCION

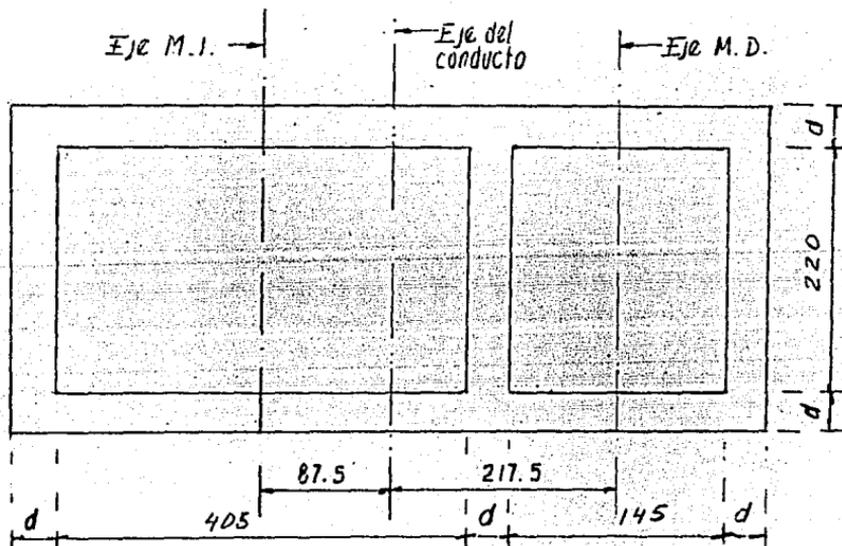
Veamos la primera alternativa: el conducto rectangular tiene una altura interior de 2.30 m que requerirá para construirse, una excavación poco profunda y facilita la conexión del conducto existente con el nuevo. Así mismo, el ancho aproximado es de 6 m.

Para la segunda alternativa, tenemos que se requieren 2 conductos circulares de 3 m de diámetro. Esta alternativa queda descartada por las dimensiones -- que se requieren: profundidades de excavación superior a 3 m y ancho mayor -- que 7 m, el costo de los tubos y su transporte, así como su colocación y manejo son desfavorables.

La tercera alternativa también se descarta pues se requiere de una profundidad grande de excavación (más de 4 m) y se dificulta la conexión del conducto existente con éste, por el desnivel que se requeriría de plantillas.

Por los anteriores razonamientos, se adopta como la mejor solución la alternativa referente al conducto rectangular. Sin embargo, debido a que se ha planteado la posibilidad de construir una planta de tratamiento de aguas negras la cual muy probablemente quedará ubicada en la margen derecha del Emisor, se propone que la sección del conducto no sea simétrica sino que tenga la siguiente geometría.

#### 4.3.4 CONDUCTO ASIMETRICO DE SECCION RECTANGULAR.



$$A_h = 4.05 t$$

$$P_m = 4.05 + 2 t$$

$$R_n^{2/3} = \left( \frac{4.05 t}{4.05 + 2 t} \right)^{2/3}, \text{ luego}$$

$$Q_f = 31.57024 t \left( \frac{4.05 t}{4.05 + 2 t} \right)^{2/3}$$

Así que se buscará un valor de  $t$  que cumpla con la igualdad:

$$t \left[ 11.30292 \left( \frac{1.45 t}{1.45 + 2 t} \right)^{2/3} + 31.57024 \left( \frac{4.05 t}{4.05 + 2 t} \right)^{2/3} \right] = 66$$

Resolviendo por iteraciones.

Para

$$t = 1.7572828 \Rightarrow Q = 66.00000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

y

$$Q_d = 12.7326 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_i = 53.26738 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Suponiendo el conducto completamente lleno, es decir:

$$\begin{aligned} \text{para } h &= 2.2 & Q_T &= 88.55 \text{ m}^3/\text{seg} \\ & & Q_{d_T} &= 16.59726 \text{ m}^3/\text{seg} \\ & & Q_{i_T} &= 71.9528 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

Así

$$\frac{Q_d}{Q_{d_T}} = 0.77; \quad \frac{t}{h} = 0.80$$

$$\frac{Q_i}{Q_{i_T}} = 0.74$$

Lo cual significa que la sección propuesta estará trabajando al 75% de su -- capacidad de acuerdo con el gasto de diseño manejado, y lleno al 80% de su -- área hidráulica total.

Dados los resultados anteriores, se acepta esta sección como la definitiva -- para el proyecto de control de avenidas del Rfo Verdigel en la Ciudad de -- Toluca.

#### 4.4 REVISION HIDRAULICA DEL CONDUCTO DE PROYECTO.

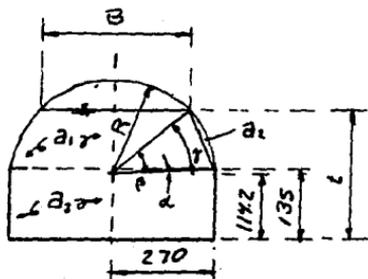
Se procede ahora a elaborar un análisis hidráulico de la transición entre el Emisor actual y el proyectado.

Para esto se parte de que el Emisor actual tiene una sección en bóveda la -- cual habrá de transformarse paulatinamente a lo largo de 10 metros hasta -- llegar a la sección ya calculada para el nuevo Emisor, es decir, una transición de sección en bóveda, con la Geometría que se muestra abajo, a una sección rectangular de dimensiones ya calculadas anteriormente.

Hidráulica de la Boveda

Sección existente

$$R = 270.80 \text{ cm}$$



$$\alpha = \text{sen}^{-1} \left( \frac{135 - 114.2}{270.8} \right) = 4.4052^\circ$$

$$\gamma = \text{sen}^{-1} \left( \frac{t - 114.2}{270.8} \right)$$

$$\beta = \gamma - \alpha = \text{sen}^{-1} \left( \frac{t - 114.2}{270.8} \right) - 4.4052$$

$$a_1 = \frac{R \cos \gamma + 2.7}{2} (t - 1.35)$$

$$a_2 = \frac{1}{2} R^2 \left( \frac{8\pi}{180} - \text{sen } \beta \right) = 3.666 (0.01745 \beta - \text{sen } \beta)$$

$$a_3 = 2.7 \times 1.35 = 3.645 \text{ m}^2$$

$$a_t = 2 (a_1 + a_2 + a_3)$$

$$a_t = (R \cos \gamma + 2.7) (t - 1.35) + 7.333 (0.01745 \beta - \text{sen } \beta) + 7.29$$

El perímetro es entonces

$$P = 2 \left[ \frac{2\pi R \beta}{360} + (1.35 + 2.7) \right] = 2 (0.04726 \beta + 4.05)$$

Ya que se tienen las expresiones para área hidráulica y perímetro mojado de la sección en bóveda, se puede, mediante un programa para calculadora HP, -- calcular el tirante hidráulico,

El siguiente programa calcula el tirante normal para una pendiente - - ----

$$S = 0.00662 \text{ (tomada de planos de drenaje de Toluca) y } n = 0.020$$

Se debe cumplir

$$Q = V A = 66 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} = \frac{(0.00662)^{1/2}}{0.020} \left(\frac{at}{P_m}\right)^{0.6666}$$

Luego el programa encuentra el valor de t para el cual se cumple la igualdad

$$4.0682 \left(\frac{at}{P}\right)^{0.6666} = 66$$

#### PROGRAMA PARA CALCULAR EL TIRANTE NORMAL

1.- PRGM	15.- 4.4052	29.- X
2.- <input type="checkbox"/> GTO..	16.- -	30.- STO 04
3.- <input type="checkbox"/> LBL	17.- STO 03	31.- RCL 03
4.- $\alpha$ BOV $\alpha$	18.- RCL 02	32.- 0.01745
5.- 2.5	19.- Cos	33.- X
6.- STO 01	20.- 2.708	34.- RCL 03
7.- <input type="checkbox"/> LBL 01	21.- X	35.- sen
8.- RCL 01	22.- 2.70	36.- -
9.- 1.142	23.- +	37.- 3.6666
10.- -	24.- 2	38.- X
11.- 2.708	25.- ÷	39.- STO 05
12.- ÷	26.- RCL 01	40.- RCL 04
13.- <input type="checkbox"/> sen <sup>-1</sup>	27.- 1.35	41.- +
14.- STO 02	28.- -	42.- 3.645

43.- +	53.- X	63.- STO 09
44.- 2	54.- STO 07	64.- RCL 06
45.- X	55.- RCL 06	65.- X
46.- STO 06	56.- X>y	66.- R/S
47.- RCL 03	57.- ÷	67.- 0.01
48.- 0.04726	58.- STO 08	68.- STO + 01
49.- X	59.- 0.6666	69.- □GTO 01
50.- 4.05	60.- □yX	70.-□GTO ..
51.- +	61.- 4.0682	
52.- 2	62.- X	

Para

$$\begin{aligned}
 t &= 2.632 \text{ m} \\
 a_T &= 13.80566 \text{ m}^2 \\
 V &= 4.78065 \text{ m/seg.} \\
 Q &= 66.0 \text{ m}^3/\text{seg} \\
 \gamma &= 33.38221^\circ
 \end{aligned}$$

Cálculo del régimen de escurrimiento usando el número de Froude.

$$f = \frac{V}{(gd)^{1/2}}$$

Donde

g.- aceleración de la gravedad

$$d = \frac{a_T}{B} \quad \text{y}$$

$$B = 2 \times 2.708 \text{ Cos } \gamma$$

$$B = 4.52246 \Rightarrow d = 3.05269 \text{ m}$$

$$f = 0.8736$$

Como  $f < 1$  el régimen es lento tendiendo a crítico.

Cálculo del tirante crítico en la bóveda

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{a^3}{B} \Rightarrow \frac{Q^2}{g} = 444.0367$$

Esto significa hacer  $\frac{aT^3}{B} = 444.0367$

Se tiene  $aT$  y  $B$  en función de  $t$  así que aplicando un programa para calculadora, se encuentra  $t_c$

Para $t_c = 2.425 \text{ m}$ ,	$a_c = 12.84321$
	$v_c = 5.1389 \text{ m/seg}$
	$\gamma = 28.34851^\circ$
	$\beta = 23.94331^\circ$
	$B = 4.76649 \text{ m}$
	$\frac{a^3}{B} = 444.449$

Donde:

Ac.- area hidráulica crítica

Vc = velocidad crítica

Pc = perímetro crítico

Cálculo de la pendiente crítica (Sc)

$$Pc = 5.18156 \text{ m}$$

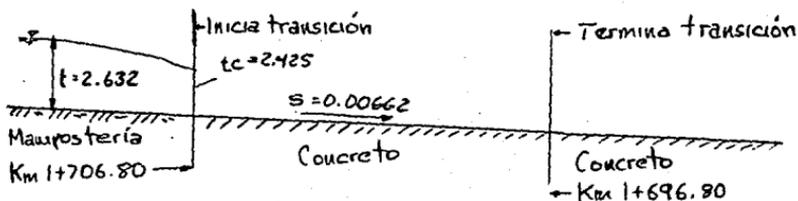
luego

$$Rh = 2.4786 \quad R^{2/3} = 1.8315$$

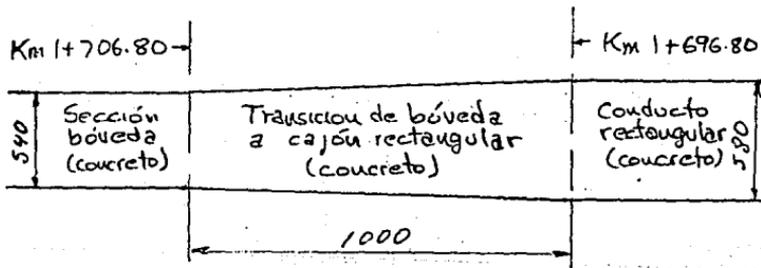
Si  $n = 0.012$  (concreto)

$$Sc = \left( \frac{Vcn}{Rh^{2/3}} \right)^2 = 0.00113 < 0.00662$$

Por lo que, al cambiar de mampostería a concreto, se presentará el tirante crítico, precisamente donde comienza la transición



- P E R F I L



### PLANTA

#### ANÁLISIS HIDRAULICO DEL CONDUCTO DE PROYECTO

##### a) CONDUCTO DE PROYECTO

En este inciso se determinará el perfil hidráulico a lo largo del conducto y, al final, se revisará la capacidad de los conductos de la bifurcación.

Cálculo del tirante al final de la transición .

Nuevamente se aplica Bernoulli .

$$Z + t_1 + \frac{V_1^2}{2g} = t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{L} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

$$Z + t_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 3.8372$$

Es decir:

$$V_2 = \frac{11.3793}{t_2}$$

$$t_2 + \frac{129.4887}{19.62 t_2^2} + 0.1346 - \frac{12.9489}{19.62 t_2} = 3.8372$$

$$5.9398 = 3.7026 t_2^2 - t_2^3$$

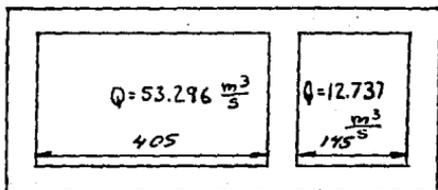
Iterando esta ecuación se tiene:

$$\text{para } t = 1.7394; \quad 3.7026 t_2^2 - t_2^3 = 5.9397$$

$$V_2 = 6.5421 \text{ m/seg.}$$

$$a_2 = 10.09 \text{ m}^2$$

Cálculo del tirante inmediatamente después de la transición (donde comienza el conducto de proyecto).



$$t_1 + \frac{V_1^2}{2g} = t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

$$t_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 3.9208$$

Luego se trata de resolver

$$t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = 3.9208$$

$$V_2 = \frac{66}{a_2} ; a_2 = 5.5 t, \text{ o sea}$$

$$V_2 = \frac{12}{t_2}$$

entonces

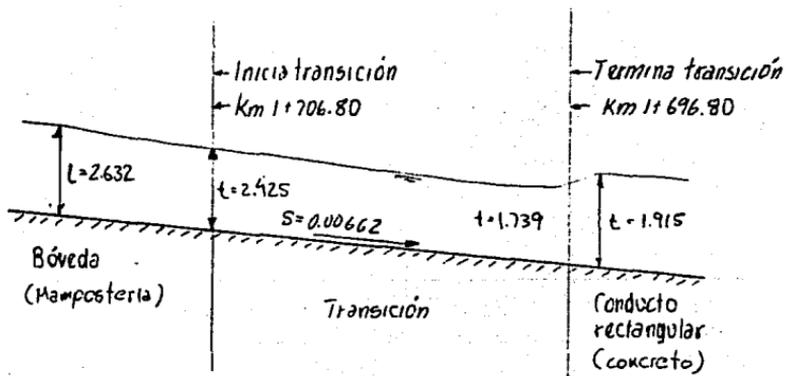
$$t_2 + \frac{7.3394}{t_2^2} + \frac{(6.5421 - \frac{12}{t_2})^2}{19.62} = 3.9208$$

Resolviendo esta ecuación por iteraciones, se llega que para  $t = 1.915$ , la expresión anterior adquiere un valor de 3,9202 y

$$V_i = 6,8718 \frac{m}{s}$$

$$V_d = 4,5870 \frac{m}{s}$$

Así que se produce un salto hidráulico



PERFIL EN LA TRANSICION

a.1) ANALISIS DEL REGIMEN DE ESCURRIMIENTO EN EL CONDUCTO

Para la Margen Derecha

$$Q = 12,737 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1.45 \text{ m}$$

$$n = 0.012 \text{ (concreto)}$$

$$q = \frac{Q}{b} = 8,7841 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

$$tc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 1.9887 \text{ m}$$

$$ac = btc = 2.8837 \text{ m}^2$$

$$Pc = b + 2 tc = 5.4274 \text{ m}$$

$$\gamma h = 0.5313 \text{ m}$$

$$Rh^{2/3} = 0.656$$

$$Vc = 4.4169 \text{ m/seg}$$

$$Sc = \left( \frac{Vc \cdot n}{Rh^{2/3}} \right)^2 = 0.00653$$

Para la margen izquierda

$$Q = 53.296 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.012 \text{ (concreto)}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{53.296}{4.05} = 13.1595 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

$$tc = \frac{\sqrt[3]{q^2}}{g} = 2.6038 \text{ m}$$

$$ac = 10.5453 \text{ m}^2$$

$$Pc = 9.2576 \text{ m}$$

$$Rh = 1.1391 \text{ m}$$

$$Rh^{2/3} = 1.0907$$

$$Vc = 5.054 \text{ m/seg}$$

$$Sc = \left( \frac{Vc \cdot n}{Rh^{2/3}} \right)^2 = 0.00309$$

En el final de la transición e inicio del conducto de proyecto (Est. - - - -  
1 + 696.80), se tiene la elevación 96.46585 al final del conducto (Est. - - -

0 + 796.21) se tiene la elevación 88.03148. Así que la pendiente, siendo un tramo recto, es: 0.00937

Como este valor es mayor que el calculado para la pendiente crítica en la sección de la margen derecha del emisor, entonces se toma éste para el siguiente análisis.

### Cálculo de Tirantes Normales

Margen derecha

$$Q = 12.737 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$S = 0.00937$$

$$n = 0.012$$

Luego:

$$a = 1.45 t$$

$$P = 1.45 + 2t$$

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} = 8.06458 Rh^{2/3}$$

$$Q = Va = (8.06458) \left( \frac{1.45 t}{1.45 + 2t} \right)^{0.6666} (1.45) (t) = 12.737$$

$$t = \left( \frac{1.45 t}{1.45 + 2t} \right)^{0.6666} = 1.0982$$

Aplicando el siguiente programa para calculadora se encuentra el valor del tirante  $t$ :

1.- PRGM	10.- X	19.- yx
2.- GTO ,,	11.- RCL -02	20.- STO -04
3.- LBL	12.- +	21.- RCL 01
4.- $\alpha$ NORM $\alpha$	13.- 1/X	22.- X
5.- 1.65	14.- RCL -01	23.- R/S
6.- STO 01	15.- X	24.- 0.01
7.- LBL 01	16.- RCL -02	25.- STO + 01
8.- RCL 01	17.- X	26.- GTO 01
9.- 2	18.- RCL 03	27.- GTO ...

Se encuentra que para

$$\begin{aligned}t &= 1.7085 \text{ m} \\a &= 2.47732 \text{ m}^2 \\R^2/3 &= 0.6375 \\V &= 5.14118 \text{ m/seg}\end{aligned}$$

Margen izquierda

$$\begin{aligned}Q &= 53.296 \text{ m}^3/\text{seg} \\S &= 0.00937 \\n &= 0.012\end{aligned}$$

Luego:

$$a = 4.05 t$$

$$P = 4.05 + 2t$$

$$V = 8.06458 R h^{2/3} = 8.06458 \left( \frac{4.05 t}{4.05 + 2t} \right)^{0.6666}$$

$$Q = Va = 8.06458 \left( \frac{4.05 t}{4.05 + 2t} \right)^{0.6666} [4.05t] = 53.296$$

$$t \left( \frac{4.05 t}{4.05 + 2t} \right)^{0.6666} = 1.6317658$$

Aplicando el programa anterior, se llega a

$$t = 1.714556 \text{ m}$$

$$a = 6.94395 \text{ m}^2$$

$$R^{2/3} = 0.9517$$

$$V = 7.675138 \text{ m/seg.}$$

#### CALCULO DE LA CURVA DE REMANSO

Se hará uso de la ecuación de Bernoulli

$$Z + t_1 + \frac{V_1^2}{2g} = t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \left( \frac{V_m n}{\gamma m^{2/3}} \right) \cdot L$$

$$Z = SL = 0.00937 L$$

Análisis para la margen derecha.

Distancia en la que se presenta el tirante normal

$$sL + t_1 + \frac{V_1^2}{2g} = t_n + \frac{Vn^2}{2g} + \left( \frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2$$

La expresión del lado izquierdo vale

$$0,00937 L + 1,915 + \frac{4,587017^2}{19,62} = 2,987412 + 0,00937 L$$

y la del lado derecho

$$1,7085 + \frac{5,14118^2}{19,62} + \left[ \frac{(4,864098)(0,012)}{0,6445} \right]^2 L = 3,05568 + 0,0082 L$$

Así que haciendo la igualdad

$$2,987412 + 0,00937 L = 3,05568 + 0,0082 L$$

$$L = 58,349 \text{ m}$$

Es decir:

$$\text{En la estación } 1 + 696,80 - 58,349 = \text{Est. } 1 + 638,45$$

Según A. J. Peterka en su Libro "Hydraulic Design of Stilling Basins and ---

Energy Dissipator" (1964), esta velocidad es capaz de arrastrar piedras de - 96 cm. de diámetro con peso 1,2 toneladas.

Análisis para la margen izquierda

Estación inicial 1 + 696.80

Estación final 1 + 579.00

Implica una longitud de 117,80 m

$$Q = 53.296 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$t_1 = 1.915 \text{ m}$$

$$a_1 = 4.05 \times 1.915 = 7.75575 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 6.8718 \text{ m/seg}$$

$$R = 0.984232 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.98946$$

Aplicando Bernoulli

$$Z + t_1 + \frac{V_1^2}{2g} = t_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}}\right)^2 L$$

Se tiene para el elemento izquierdo

$$0.00937 L + 1.915 + \frac{6.8718^2}{19.62} = 4.3218 + 0.00937 L$$

y para el elemento del lado derecho

$$1.7146 + \frac{7.67514^2}{19.62} + \left[ \frac{(7.27347)(0.012)}{0.97058} \right]^2 L = 4.717 + 0.0081 L$$

Igualando los términos

$$4.3218 + 0.00937 L = 4.717 + 0.0081 L$$

$$L = 311.181 \text{ m}$$

$$\text{Esto es en } 1 + 696.80 - 311.181 = 1 + 385.6189$$

Según Domínguez en su Libro titulado "Hidraulica", Editorial Universitaria, - S. A. 3a. ed. 1969 pg. 573, se recomienda una velocidad de 6 m/seg. para -- canales.

En el caso del Emisor se proyecta una velocidad media de 7.27 m/seg. la cual se puede aceptar proponiendo un concreto de resistencia a la compresión --  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  y con un buen control del colado en la obra.

Según A. J. Peterka ésta velocidad es capaz de arrastrar piedras con un diámetro de 1.20 m y peso de 2 toneladas.

b) REVISION HIDRAULICA DE LAS MARGENES DERECHA E IZQUIERDA DESPUES DE LA -- BIFURCACION.



$$y - y_1 = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} (x - x_1)$$

Sustituyendo los datos de A y B

$$y - 75 = \frac{-75}{113} x$$

resolviendo para y

$$y = -0.66372 x + 75$$

Calculando las coordenadas del punto medio de  $\overline{AB}$ , se tiene

$$M (56.49992, 37.50012)$$

Luego, la ecuación de la recta que pasa por M y es perpendicular a  $\overline{AB}$

$$y - 37.5 = \frac{1}{0.66372} (x - 56.5)$$

$$y = 1.50666 x - 47.62626$$

Ahora es posible calcular las coordenadas del punto O' (origen del radio R).

Utilizando la ecuación de la recta  $\perp \overline{AB}$ , se tiene que para  $x = 0$ ; - - - - -

$y = 47.62626$  así que el radio total de la bóveda es  $R = 122.626$  cm. ---

b.1.1) OBTENCION DE LOS ANGULOS  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$

De la figura se llega a que

$$\alpha = \text{sen}^{-1} \left( \frac{47.62626}{122.626} \right) = 22.85413^\circ$$

$$\gamma = \text{sen}^{-1} \left( \frac{t - 85 + 47.62626}{122.626} \right) = \text{sen}^{-1} \left( \frac{t - 37.37374}{122.626} \right)$$

$$\beta = \gamma - \alpha = \gamma - 22.85413^\circ$$

b.1.2) OBTENCION DE LAS AREAS  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$

$$a_3 = 1.13 \times 0.85 = 0.9605 \text{ m}^2$$

$$a_2 = \frac{\gamma^2}{2} \left( \frac{\pi}{180} \beta - \text{sen } \beta \right) = \frac{1.22626^2}{2} (0.01745\beta - \text{sen } \beta)$$

$$a_1 = \frac{B + b}{2} (h) = \frac{1.22626 \cos \gamma + 1.13}{2} (t - 0.85)$$

$$a_T = 2(a_1 + a_2 + a_3)$$

Obtención del perímetro mojado

$$P = 2 [0.0244\beta + 1.98]$$

Haciendo un programa para calculadora HP, se resuelve, para  $Q = 12.737 - -$   
 $m^3/seg$ , buscando la igualdad  $V, a_T = 12.73$ , se tienen los siguientes datos:

$$S = 0.00635$$

$$n = 0.012 \text{ (concreto)}$$

$$\frac{S^2 L^2}{n} = 6.64057 \text{ y } v = 6.64057 R^{2/3}$$

1.- PRGM	19.- cos	37.- 0.6982
2.- GT0.	20.- 1.22626	38.- X
3.- LBL	21.- X	39.- STO 05
4.- $\alpha$ BOV $\alpha$	22.- 1.13	40.- RCL 04
5.- 1	23.- +	41.- +
6.- STO 01	24.- 2	42.- 0.9605
7.- LBL 01	25.- $\div$	43.- +
8.- RCL 01	26.- RCL 01	44.- 2
9.- 0.37374	27.- 0.85	45.- X
10.- -	28.- -	46.- STO 06
11.- 1.22626	29.- X	47.- RCL 03
12.- $\div$	30.- STO 04	48.- 0.0214
13.- $\text{ang sen}$	31.- RCL 03	49.- X
14.- STO 02	32.- 0.01745	50.- 1.98
15.- 22.854	33.- X	51.- +
16.- -	34.- RCL 03	52.- 2
17.- STO 03	35.- sen	53.- X
18.- RCL 02	36.- -	54.- STO 07

55.- RCL 06	61.- 6.64057	67.- 0.01
56.- X > y	62.- X	68.- STO + 01
57.- ÷	63.- STO 09	69.- GTO 01
58.- STO 08	64.- RCL 06	70.- GTO..
59.- 0.6666	65.- X	
60.- Y <sup>x</sup>	66.- R/S	

Con el programa anterior se llega a que para

$$t = 1.40 \text{ m}; \quad Q = 12.738 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$at = 2.88756 \text{ m}^2$$

$$Pm = 5.3332 \text{ m}$$

$$R = 0.54143 \text{ m}$$

$$V = 4.41149 \text{ m/seg}$$

Para la sección de la estación 0 + 786.767 donde se inicia el conducto existente, se tiene que, para los datos obtenidos de planos y empíricamente:

$$S = 0.0132$$

$$n = 0.018$$

$$V = 6.38285 R_h^{2/3}$$

Usando el programa anterior con su ajuste correspondiente

Para

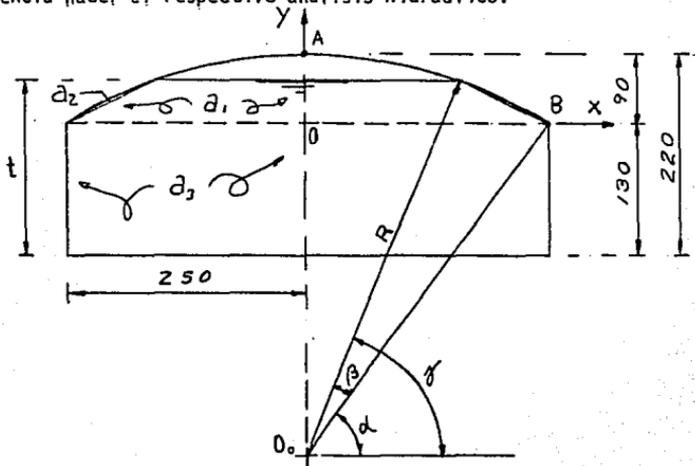
$$t = 1.41 \text{ m}; \quad Q = 12.73975 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\begin{aligned}
 a_T &= 2.98298 \text{ m}^2 \\
 P_m &= 5.45047 \text{ m} \\
 R &= 0.54729 \text{ m} \\
 V &= 4.27081 \text{ m/seg}
 \end{aligned}$$

De este análisis se concluye que el conducto existente tiene la suficiente capacidad para conducir el gasto de  $12.737 \text{ m}^3/\text{seg.}$  que estará entrando a este.

#### b.2) ANALISIS HIDRAULICO PARA LA RAMA IZQUIERDA.

En seguida se presenta la sección en este lado de la bifurcación así como su división a efecto de poder obtener el área hidráulica, perímetro mojado y en consecuencia hacer el respectivo análisis hidráulico.



## CALCULO DEL RADIO R

Procediendo como en el caso de la rama derecha, los puntos A y B tienen las coordenadas

$$A (0,90)$$

$$B (250,0)$$

Obtención de la ecuación de la recta entre A y B

$$y - 90 = \frac{0 - 90}{250 - 0} (x - 0)$$

y resolviendo para y

$$y = -0.36 x + 90$$

Así que las coordenadas del punto medio de la recta son

$$y = -0.36 \left(\frac{250}{2}\right) + 90 = 45$$

$$M = (126,45)$$

y la recta perpendicular a AB es

$$y = 2.7778 x - 302.222$$

Ahora es posible calcular las coordenadas del punto  $O_0$ . (Origen del radio - R). Así que

$$\text{para } X = 0,$$

$$y = - 302.222$$

Luego, el radio de curvatura de la bóveda vale .

$$R = 0.90 + 3.022 = 3.92 \text{ m}$$

b.2.1) OBTENCION DE LOS ANGULOS  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$

$$\alpha = \text{sen}^{-1} \left( \frac{3.0222}{3.922} \right) = 50.4022^\circ$$

$$\gamma = \text{sen}^{-1} \left( \frac{3.0222 + t - 1.30}{3.922} \right) = \text{sen}^{-1} \left( \frac{1.7222 + t}{3.922} \right)$$

$$\beta = \gamma - \alpha = \gamma - 50.4022^\circ$$

b.2.2) OBTENCION DE LAS AREAS  $a_1$ ,  $a_2$  y  $a_3$

$$a_3 = bh = 2.50 \times 1.30 = 3.25 \text{ m}^2$$

$$a_1 = \frac{3.92 \cos \gamma + 2.50}{2} (t - 1.30)$$

$$a_2 = 7.6832 (0.01745\beta - \text{sen}\beta)$$

$$a_T = 2 (a_1 + a_2 + a_3)$$

Perímetro mojado

$$P_m = 2 \left( \frac{2\pi R_B}{360} + 1.30 + 2.50 \right) = 2 (0.09114 + 3.80)$$

Con los siguientes datos se puede resolver para  $Q = 53.263 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , buscando la igualdad  $V \cdot a_T = 53.263$  con ayuda del programa de calculadora enlistado - en la hoja 121

Para

$$S = 0.00613$$
$$n = 0.012$$
$$v = 6.524526$$

$$t = 1.78 \text{ m} \quad Q = 53,29952 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$a_T = 8.71606 \text{ m}^2$$

$$P_m = 9.60602 \text{ m}$$

$$R = 0.90735 \text{ m}$$

$$V = 6.11509 \text{ m/seg.}$$

Con estos resultados obtenidos se puede dar por buena la sección ya que el - conducto tiene capacidad suficiente para conducir el gasto de  $53.263 \text{ m}^3/\text{seg.}$  a una velocidad dentro de lo permisible.

El presente análisis se hizo con el dato del gasto de la cuenca urbana total

que fue de  $66 \text{ m}^3/\text{seg.}$  el cual como se ha visto en el análisis hidrológico, no sufre ningún incremento adicional por aportación de la cuenca urbana debido a que los picos de ambas avenidas están muy desfasados y el volumen de aportación de la cuenca urbana (superponiendo el hidrograma de la avenida -- producida en la cuenca rural) apenas alcanza los  $38 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Así pues el diseño es aceptable contando con un margen de seguridad razonable,

A continuación se presenta una tabla resumen de los resultados obtenidos en el presente análisis hidráulico:

RESUMEN DE LA HIDRAULICA DEL EMISOR VERDIGEL

DESCRIPCION	Q <sup>m³</sup> /seg.	S	(m) Plantilla	(m) Radio	t(m)	ah(m²)	V <sup>m</sup> /seg	n
Inicio de transición, aguas arriba del conducto a proyectar. Sección bóveda, existente.	66.00	0.00662	5.40	2.708	2.632	13.80566	4.78065	0.020
TRAMO CONDUCTO DE --- CONCRETO.								
Margen Izquierda, sección rectangular; de proyecto.	53.296	0.00937	4.05	-----	1.7145	6.94395	7.675138	0.012
Margen Derecha, sección rectangular; de proyecto.	12.737	0.00937	1.45	-----	1.7085	2.47732	5.14118	0.012
BIFURCACION								
Conductos existentes aguas abajo del conducto de concreto.								
Margen Izquierda, sección bóveda existente.	53.296	0.00132	5.00	5.2222	1.78	8.71606	6.11509	0.018
Margen Derecha, sección bóveda existente.	12.737	0.0132	2.26	1.22626	1.41	2.98298	4.27081	0.018

## 5. COSTO DE LA OBRA

### 5.1 PRESUPUESTO DE LA RECTIFICACION DEL ENCAUZAMIENTO DEL RIO - - VERDIGEL.

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
A	TERRACERIAS.				
A 000	RUPTURAS.				
A 000D	Ruptura de pavimento asfáltico, incluyendo, carga de material a camión y acarreo en 1er. km.	m <sup>3</sup>	1 586	1 865.57	2'958 794.00
A 000E	Ruptura de banquetta - de concreto, incluyendo, carga de material a camión y acarreo en 1er. km.	m <sup>3</sup>	330	2 899.33	956 778.90
A 001	REPOSICIONES.				
A 001F	Reposición de pavimento asfáltico, con carpeta de 0.75 m de espesor, incluyendo base de grava cementada de 0.20 m de espesor.	m <sup>2</sup>	7 932	1 913.47	15'177 644.00
A 001L	Reposición de banquetta de concreto de - - f'c = 150 kg/cm <sup>2</sup> de - 0.10 m de espesor (no incluye base).	m <sup>2</sup>	2 599	1 351.56	3'512 704.40

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
A 100	EXCAVACION CON MAQUINA PARA ZANJAS, EN MATERIAL "A" EN SECO CON AFLOJE Y EXTRACCION DEL MATERIAL AMACICE O LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, REMOCION, CARGA A CAMION O A UN LADO DE LA ZANJA, INCLUYENDO ACARREO A 10 M DEL EJE DE LA MISMA Y CONSERVACION DE LA EXCAVACION HASTA LA INSTALACION SATISFACTORIA DE TUBERIA.				
A 100A	Excavación con máquina en material "A" zona "A" de de 0.00 a 8.00 m de profundidad en seco.	m <sup>3</sup>	19 754	196.63	3'884 229.00
A 130	PLANTILLA APISONADA CON PISON DE MANO EN ZANJAS, INCLUYENDO SELECCION DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION Y COLOCACION DE LA PLANTILLA.				
A 130A	Plantilla con materiales "A" y/o "B".	m <sup>3</sup>	836	872.82	729 677.52
A131	RELLENO DE ZANJAS CON MATERIALES "A" Y/O "B" INCLUYENDO SELECCION Y VOLTEO DEL MATERIAL.				
A131E	Relleno apisonado y compactado con equipo manual con agua, en capas de 0.20 m de espesor, al 90% prueba proctor.	m <sup>3</sup>	11 321	501.67	5'679 406.10

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)	
C					
ALCANTARILLADO					
C060					
POZOS DE VISITA TIPO COMUN (V.C. 1985) INCLUYE MUROS DE TABIQUE DE 28 CM. APLANO MORTERO, CEMENTO-ARENA 1:5, CONCRETO F' C = 150 KG/CM <sup>2</sup> , -- ACERO DE REFUERZO Y ESCALONES.					
C060 B	Pozo de visita de - 1.25 m de profundidad.	pza.	12	41 166.52	493 998.18
C080					
POZO DE VISITA TIPO "ESPECIAL" PARA TUBERIAS DE 1.22 M DE DIAMETRO (V.C.1968).					
C080 C	Pozo de visita de - 2.50 de profundidad.	pozo	2	140 214.10	280 428.20
C110					
BROCALES Y TAPAS PARA POZOS DE VISITA, INCLUYE DESCARGA, -ACARREO Y ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES.					
C110 B	Brocales y tapas de fierro fundido, ajuste e instalación.	pieza	14	891.71	12 483.93

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
D ALBAÑILERIA				
D 030 FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE, VIBRADO Y CURADO CON MEMBRANA, INCLUYE OBTENCION DE ARENAS, GRAVAS, CRIBADO, ACARREO 1ER. KM - DESCARGA, ALMACENAMIENTO DEL CEMENTO, FABRICACION DEL CONCRETO, ACARREO Y COLOCACION.				
D 030D Fabricación y colado de concreto simple de f'c=200 kg/cm <sup>2</sup> .	m <sup>3</sup>	6 173	13 488.02	83'261 547.00
D 041 SUMINISTRO E INSTALACION DE				
D 041A Suministro e instalación de escalera marina.	ml.	126	7 505.42	945 682.92
D 0804 CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN LOSAS, CON ALTURA DE OBRA FALSA HASTA DE 3.60 M. INCLUYE FLETES, MANIOBRAS LOCALES DEL MATERIAL, FABRICACION, CIMBRADO, DESCIMBRADO Y TERMINADOS DEL AREA COLADA.				
D0804F Cimbra de madera P. T. \$ 54.00	m <sup>2</sup>	5 852	1 261.46	7'382 063.90

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
D0805	CIMBRA DE MADERA PARA - ACABADOS NO APARENTES EN MUROS HASTA DE 3.00 M DE ALTURA, INCLUYE FLETES, MANIOBRAS LOCALES DEL MA TERIAL, FABRICACION, CIM BRADO,DESCIMBRADO Y TER- MINADO DEL AREA COLADA.				
D0805F	Cimbra de madera P. T. \$ 54.00	m <sup>2</sup>	9 032	1 354.60	12'234 747.00
D090	FIERRO DE REFUERZO EN ES TRUCTURAS, INCLUYE SU - MINISTRO EN LA BODEGA DE LA COMPANIA, DESPERDI -- CIOS, ALAMBRE DE AMARRE, HABILITACION Y COLOCA - CION.				
D090B	Suministro y colocación de acero de refuerzo -- (fs=2000 kg/cm <sup>2</sup> ).	kg	834 338	181.55	151'474 050.00
D 150	DEMOLICIONES INCLUYE EL RETIRO DEL MATERIAL HAS TA 20.00 M. DE DISTAN- CIA.				
D 150A	Demoliciones de mampos tería de piedra.	m <sup>3</sup>	5 187	2 641.54	13'701 658.00
D 150B	Demoliciones de concre to reforzado.	m <sup>3</sup>	129	3 967.15	511 762.35
H	SUMINISTROS.				
H 027E	Tubería de concreto -- 152 mm (6") de diáme tro.	m	350	1 957.02	684 957.00
H 038	BANDA DE P.V.C. PARA JUNTAS				
H 038A	Banda de P.V.C. de 6" de ancho.	m	850	1 217.78	1'035 108.80

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
J	ACARREOS Y FLETES				
J 001	ACARREO PRIMER KILOMETRO DE MATERIALES PETREOS ARENA GRAVA PIEDRA CASCAJO, ETC., EN CAMION DE VOLTEO, INCLUYENDO CARGA MECANICA Y DESCARGA A VOLTEO, MEDIDO SUELTO.				
J 001J	Acarreo 1er. km de materiales pétreos con carga mecánica en zona urbana tránsito normal	m <sup>3</sup>	13 700	300.40	4'110 548.00
J 002	ACARREO 1ER. KM DE CEMENTO, Fo. DE REFUERZO MADERA, TABIQUE, PIEZAS ESPECIALES, TUBERIA DE A-C Y DE CONCRETO EN CAMION DE REDILLAS O PLATAFORMA DE 8 TON. DE CAPACIDAD, INCLUYE CARGA Y DESCARGA A MANO.				
J 002J	Acarreo 1er. km en zona urbana tránsito normal.	ton.	15 100	768.95	11'611 145.00
J 004	ACARREO KMS. SUBSECUENTES AL PRIMERO DE MATERIALES PETREOS: ARENA, GRAVA, PIEDRA, CASCAJO ETC., EN CAMION DE VOLTEO.				
J 004J	Acarreo kms. subsecuentes al primero de materiales pétreos en camion de volteo en zona urbana tránsito normal.	m <sup>3</sup> - km	68 500.	46.48	3'183 537.50

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
J 005 ACARREO KMS. SUBSECUENTES AL PRIMERO DE CEMENTO, FIERRO DE REFUERZO MADERA, TABIQUE, PIEZAS ESPECIALES, TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO Y DE -- CONCRETO, EN CAMION DE REDILAS O PLATAFORMA DE 8 TON. DE CAPACIDAD.				
J 005J Acarreo kms. subsecuentes al primero en zona urbana tránsito normal.	ton-km	30 200	37.70	1'138 540.00
TOTAL				<u>324'961 511.70</u>
<p>NOTA: Los precios unitarios aquí manejados corresponden al catálogo de precios unitarios de 1984 de la CEAS.</p>				

## 6. PROGRAMA DE CONSTRUCCION.

### 6.1 METODO DE LA RUTA CRITICA

El Método de la Ruta Crítica es un sistema lógico y racional de planeación, programación y control que permite ver y elegir el modo más conveniente de ejecutar acciones que tienden a alcanzar un objetivo concreto, así como de programar fechas de calendario y controlarlos más eficientemente que como se hacía con el sistema tradicional de barras.

En él se plantean y se programan simultáneamente todas las actividades que intervienen en la realización de un trabajo cualquiera, induciendo actividades como proyectos, adquisiciones, compras, etc., y que son indispensables para lograr el propósito fijado de antemano.

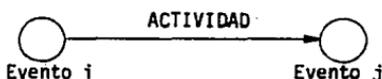
El método de la Ruta Crítica, permite conocer las actividades que definen la duración total del proyecto.

Para conseguir resultados satisfactorios al aplicar el Método se requiere seguir una rutina con objeto de sistematizarlo. El proceso de desarrollo es el siguiente:

1. Lista de Actividades. En esta lista se incluyen todos los conceptos que conforman el proyecto.

2. Secuencias. Se analizan cada una de las actividades indicando la secuencia que deben seguir.
3. Dibujo del Diagrama. El mejor resultado radica en una buena elaboración del diagrama de actividades, el cual se basa en el listado de actividades y su secuencia.

En el diagrama una actividad se representa por una flecha que une dos eventos y que indica el sentido de desarrollo de la obra (ver figura)

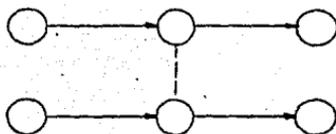


El extremo posterior de la flecha indica el principio de la actividad; la punta representa el fin de dicha actividad.

Los eventos o nudos son acontecimientos que ocurren al principio o al final de cada actividad.

A un mismo evento es posible que lleguen varias actividades y/o salir otras.

Frecuentemente sucede que una actividad es posterior a otras dos, y que una -- tercera sólo es posterior a una de las anteriores. Para poder hacer la representación correcta se requiere utilizar la llamada actividad de liga o ficticia, cuya duración vale cero, no consume tiempo ni recursos, sirve para señalar la liga que puede existir entre dos actividades (ver. fig.)



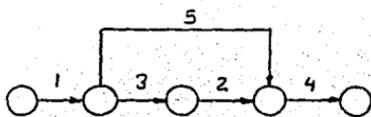
En el uso correcto de las actividades de liga radica el éxito de la elaboración de un diagrama que representa de la manera más objetiva la realidad del proyecto cuyas actividades han sido enlistadas, así como su secuencia.

#### Tabla y Lista de Secuencias.

En esta tabla se indican con una cruz en los renglones las actividades que si guen inmediatamente a la analizada; y en las columnas, las que inmediatamente anteceden.

La numeración del primer renglón, es la misma que la de la primera columna, y corresponde a la numeración que se le da a cada concepto del proyecto.

DESPUES ANTES	1	2	3	4	5	6
1			X		X	
2				X		
3		X				
4						
5				X		



Sé debe evitar que se produzcan circuitos cerrados y eso se logra por medio de las actividades de liga.

4. Valuación de Tiempos. Esta valuación debe hacerse sin tomar en cuenta las fechas probables en que se deseen ejecutar los trabajos con respecto al calendario, sino en tiempo absoluto, estimando la cantidad de obra por ejecutar de acuerdo con los rendimientos del equipo o el procedimiento a seguir.

5. Obtención de la Ruta Crítica y Holguras. Se obtiene en base a los datos de los puntos anteriores.

Es conveniente para el cálculo manual enumerar las actividades de manera que éstas queden definidas por su iniciación y terminación.

Al nudo de iniciación se denominará  $i$ ; al nudo de terminación  $j$ ; al tiempo de duración de la actividad  $t_{ij}$ .

No basta con determinar las fechas en que se realizarán cada uno de los eventos de que consta el proyecto. Para determinar el tiempo de duración total del proceso y las fechas de iniciación y terminación de los eventos se requiere de conocer el tiempo concreto que dura cada actividad.

Para obtener la fecha de iniciación de cualquier evento se debe colocar la cantidad mayor que llegue a él por cualquiera de los caminos que concurren a dicho evento.

Para obtener la fecha de finalización de cualquier evento se coloca la cantidad menor que llegue a él cuando se está restando a partir del evento final del proyecto.

Las actividades que marcan la fecha de realización de los "nudos críticos" son "actividades críticas" y el camino que se puede seguir a lo largo de las actividades citadas recibe el nombre de RUTA CRITICA.

En las actividades no críticas podemos diferenciar tres tipos de holguras:

a) Holgura Total. Es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la terminación del proyecto.

b) Holgura Libre. Es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha primera de iniciación de las que inmediatamente le prosiguen.

c) Holgura Independiente. Es la cantidad de tiempo que se puede retrasar -- una actividad sin afectar la fecha última de las que le anteceden ni la primera de las que le siguen.

6. Análisis. Después de obtener el tiempo de duración del proyecto deberá verificarse que esté comprendido dentro del plazo prefijado. De no ser así se debe modificar el plan de trabajo.

Esta modificación, en caso de ser necesaria, puede realizarse de las siguientes maneras:

1. Modificar secuencias.
2. Modificar la duración de las actividades.

Reducir el tiempo de realización de cualquier actividad redonda en el costo directo del proyecto. A un tiempo normal, es decir, cuando se trabaja en condiciones comunes, le corresponderá un cierto costo normal. Al disminuir el tiempo el costo de producción aumenta hasta un tiempo límite correspondiéndole un Costo Límite.

Al cociente que resulta de dividir la diferencia de costos entre la diferencia de tiempos se denomina pendiente de costos.

Las actividades susceptibles de reducir en tiempo son aquellas cuya pendiente de costo sea menor.

Haciendo uso de las holguras se llega a una solución balanceada de los recursos.

Al hablar de recursos se trata de elementos de trabajo, ya sea mano de obra, equipo, inversiones, etc. Si se hace una repartición lógica de recursos de acuerdo con las holguras disponibles es muy posible llegar a prever anticipadamente la cantidad requerida de éstos. En el caso en que se tengan concentraciones altas de recursos necesarios se puede aumentar la duración de las

actividades no críticas, disminuyendo así la demanda de recursos.

Cuando hay necesidad de disponer de holguras totales, ésto se hará en activi  
dades que lleguen a un nudo crítico, así sólo éstas se volverán críticas.

Cuando por condiciones especiales existe un lapso en que no es posible traba  
jar en algún concepto del proyecto, se puede optar por alguno de los siguien  
tes puntos:

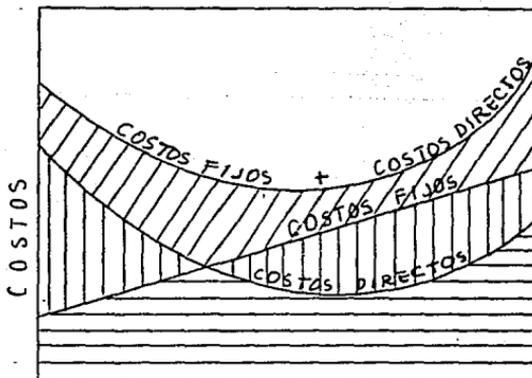
a. Acortar esa parte del proyecto de manera que los trabajos se realicen an  
tes del límite de tiempo.

b. Posponer la fecha de iniciación de una parte de las actividades que no pue  
dan suspenderse, para ejecutarlas tan pronto termine lo que impida que no sea  
posible trabajar en otra actividad.

7. Compresión de Tiempos en Función del Costo. Además de los costos direc-  
tos existen otros gastos que por lo general se asignan tomando como base el -  
tiempo total del proyecto.

En consecuencia los costos fijos por proyecto disminuyen a medida que se redu  
ce la duración del mismo.

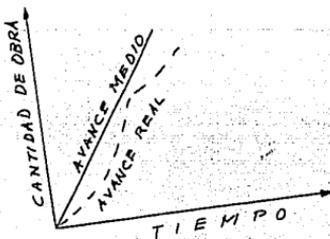
En circunstancias normales una combinación de los costos fijos y directos como función del tiempo total del proyecto se muestra en el gráfico siguiente:



TIEMPO TOTAL DE PROYECTO  
GRAFICO DE COSTOS

8. Control de la Obra. Se requiere tener presente que el sistema es y debe ser un método dinámico, el cual debe ser supervisado para que se desarrolle conforme lo programado.

En caso de que no se pueda definir con precisión la forma de la curva de avance para efecto de control, entonces se puede presentar el avance medio propuesto por medio de una gráfica.



Si la curva de avance real no tiende a subir sino que sigue una pendiente suave, ésta representa que el proyecto está sufriendo un atraso.

0.1.1) Método de la Ruta Crítica para la construcción de la rectificación del Emisor Verdigel.

Para la aplicación de este Método se considerarán los siguientes puntos:

- a) El personal tiene experiencia suficiente.
- b) Se tiene el equipo necesario para la atención debida de los trabajos y su avance.
- c) Las condiciones de trabajo están referidas a casos similares.

d) La no suspensión de la obra por falta de asignación presupuestal.

A continuación se presenta la lista de actividades para el desarrollo de la obra.

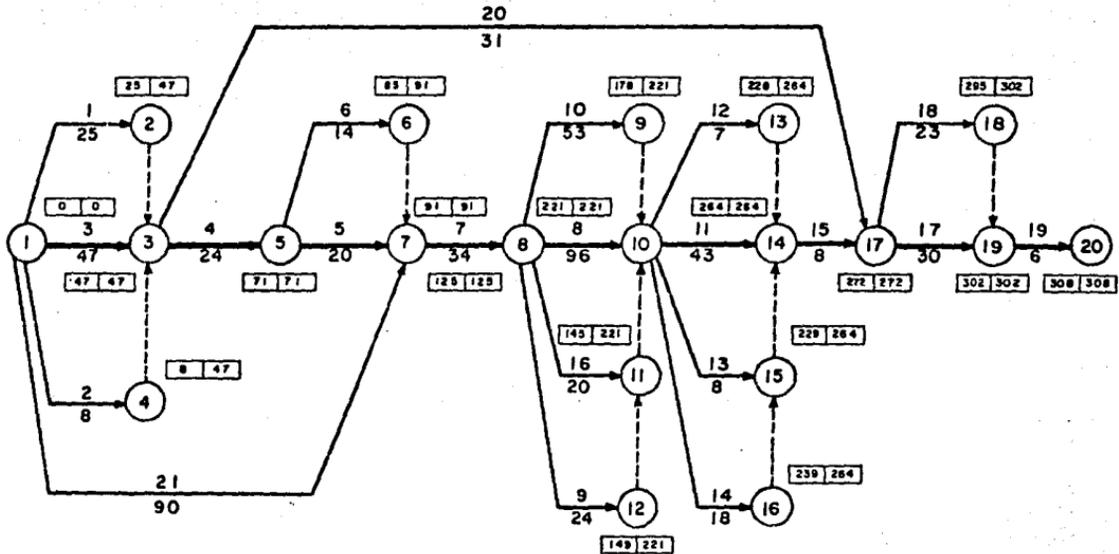
## LISTA DE ACTIVIDADES

No.	D E S C R I P C I Ó N
1	Ruptura de banquetta de concreto.
2	Ruptura de pavimento asfáltico.
3	Excavación con máquina en material "A", zona "A"
4	Demolición de mampostería de piedra.
5	Demolición de concreto reforzado.
6	Colocación de plantilla con material A y/o B.
7	Colocación de cimbra.
8	Suministro y colocación de acero de refuerzo.
9	Colocación de banda de PVC.
10	Fabricación y colado de concreto f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup>
11	Relleno apisonado y compactado.
12	Construcción de pozos de visita de 1.25 m.
13	Construcción de pozos de visita de 2.50 m.
14	Suministro e instalación de escalera marina.
15	Ajuste e instalación de brocales y tapas de fo.fo.
16	Colocación de tubería de concreto de 6" ø
17	Reposición de banquetta de concreto.
18	Reposición de pavimento asfáltico.
19	Limpia y puesta en funcionamiento.
20	Acarreo de material de cascajo y excavación con carga mecánica.
21	Acarreo de materiales de construcción en camión de 8 toneladas.

NUM. ACTIV.	ANTECEDENTE	SUBSECUENTE	SIMULTANEA
1	-----	4	2,3,21
2	-----	4	1,3,21
3	-----	4	1,2,21
4	1,2,3,	5,6	20,21
5	4	7	6,20,21
6	4	7	20
7	5,6,21	8,9,10,16	20
8	7	11,12,13,14	20,10,16,9
9	7	11,12,13,14	20,8,16,10
10	7	11,12,13,14	8,9,16,20
11	8,9,10,16	15	13,14,12,20
12	8,9,10,16	15	11,13,14,20
13	8,9,10,16	15	11,12,14,20
14	8,9,10,16	15	11,12,13,20
15	11,12,13,14	17,18	20
16	7	11,12,13,14	20,8,9,10
17	15,20	19	18
18	15,20	19	17
19	17,18	-----	-----
20	1,2,3	17,18	4,21,5,6,7,8,9, 10,16,11,12,13, 14,15
21	-----	7	1,2,3,4,5,6,20

ACTIVIDAD	DESCRIPCION.	CANTIDAD	IMPORTE \$	% DEL IMPORTE TOTAL
1	Ruptura de banqueta de concreto	330 m <sup>3</sup>	956 778.90	0.294
2	Ruptura de pavimento asfáltico	1 586 m <sup>3</sup>	2'958 794.00	0.910
3	Excavación con máquina mat. A zona A	19 754 m <sup>3</sup>	3'884 229.00	1.195
4	Demolición de mampostería de piedra	5 187 m <sup>3</sup>	13'701 668.00	4.216
5	Demolición de concreto reforzado	129 m <sup>3</sup>	511 762.35	0.157
6	Colocación de plantilla Con mat. A y/o B	836 m <sup>3</sup>	729 677.52	0.224
7	Colocación de cimbra	14 884 m <sup>2</sup>	19'616 810.90	6.037
8	Sum. y colocación de acero de refuerzo	834 338 kg.	151'474 060.00	46.613
9	Colocación de banda de PVC	850 ml.	1'035 108.80	0.318
10	Fabricación y colado de concreto f'c=200	6 173 m <sup>3</sup>	83'261 547.00	25.622
11	Relleno apisonado y compactado	11 321 m <sup>3</sup>	5'679 406.10	1.747
12	Constr. de pozos de visita 1.25 m	12 pza	493 998.18	0.152
13	Construcción de pozos de visita 2.40 m	2 pza	280 428.20	0.086
14	Sum. e instalación de escalera marina	126 ml.	945 682.92	0.291
15	Ajuste e instalación de brocales y tapas de fo.fo.	14 pza	12 483.93	0.004
16	Colocación de tubería de concreto 6"Ø	530 ml.	684 957.00	0.211
17	Reposición de banqueta de concreto	2 599 m <sup>2</sup>	3'512 704.40	1.081
18	Reposición de pavimento asfáltico	7 932 m <sup>2</sup>	15'177 644.00	4.671
19	Limpia y puesta en funcionamiento	LOTE	1'138 540.00	0.350
20	Acarreo de mats. cascajo y de excavación con carga mecánica.	13 700 m <sup>3</sup>	7'294 085.50	1.265
21	Acarreo de mats. de construcción en -- camión de 8 toneladas.	15 100 Ton	11'611 145.00	3.573

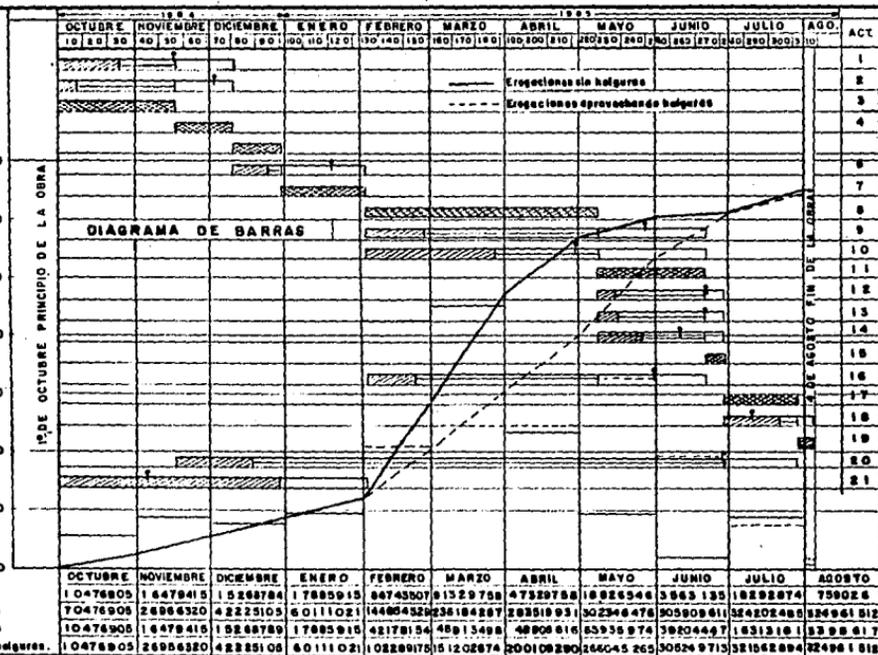
DURACION DIAS EFFECTIVOS	RENDIMIENTO POR DIA EFFECTIVO.	DURACION DIAS CALENDARIO	FECHA PRIMERA PARA		FECHA ULTIMA PARA		HOLGURA LIBRE	HOLGURA TOTAL
			INICIAR	TERMINAR	INICIAR	TERMINAR		
22	15 m <sup>3</sup>	25	0	25	0	47	22	46
6.61	240 m <sup>3</sup>	8	0	8	0	47	39	63
41.15	480 m <sup>3</sup>	47	0	47	0	47	0	0
20.75	250 m <sup>3</sup>	24	47	71	47	71	0	0
17.20	7.5 m <sup>3</sup>	20	71	91	71	91	0	0
11.94	70 m <sup>2</sup>	14	71	85	71	91	6	40
29.77	500 m <sup>2</sup>	34	91	125	91	125	0	0
83.43	10 000 kg.	96	125	221	125	221	0	0
21.25	40 ml.	24	125	149	125	221	72	115
45.98	134.24 m <sup>3</sup>	53	125	178	125	221	43	86
37.74	300 m <sup>3</sup>	43	221	264	221	264	0	0
6	2 pza.	7	221	264	221	264	36	44
6.7	0.3 pza.	8	221	264	221	264	35	43
15.75	8 ml.	18	221	264	221	264	25	33
7	2 pza.	8	264	272	264	272	0	0
17.67	30 ml.	20	125	145	125	221	76	119
25.99	100 m <sup>2</sup>	30	272	302	272	302	0	0
19.83	400 m <sup>2</sup>	23	272	295	272	302	7	13
5	0.20 L	6	302	308	302	308	0	0
27.40	500 m <sup>3</sup>	31	47	78	47	272	194	224
100.67	150 Ton.	90	0	90	0	91	1	35



### SIMBOLOGIA

-  Actividad crítica
  -  Actividad no crítica
  -  Holgura total
  -  Holgura libre
- ↑ Fuente última de información.

MILLONES DE PESOS  
EROGACIONES ACUMULADAS



EROGACIONES NO ACUMULADAS

Erogaciones sin holguras  
Erogaciones acumuladas sin holguras  
Erogaciones aprovechando holguras  
Erogaciones acumuladas aprovechando holguras.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A fin de desarrollar el estudio hidrológico se procedió a revisar los estudios hechos con anterioridad por el Departamento de Alcantarillado de Toluca. En el mencionado estudio se llegó a un gasto pico para la cuenca rural de aportación total muy semejante al obtenido en este trabajo -  $66 \text{ m}^3/\text{seg.}$  - en aquel;  $64.82 \text{ m}^3/\text{seg.}$  en éste -, ambos para un periodo de retorno de 30 años. El cálculo del gasto pico en la cuenca urbana de aportación dió un valor de  $34.1 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , el cual superponiendo su hidrograma con el hidrograma de la cuenca rural de aportación total y tomando en consideración sus respectivos tiempos de concentración se llegó a un gasto pico máximo de -----  $38.025 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , valor que resulta mucho menor que el de  $64.82 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Con el objeto de hacer una revisión hidráulica del Emisor y posteriormente la rectificación en el tramo que lo necesitará se maneja el gasto de diseño de  $66 \text{ m}^3/\text{seg.}$

A raíz de este estudio y análisis se llegó a la conclusión de que el Emisor falla porque en toda su longitud sus secciones varían llegando a un punto de estrechamiento tal que solo se requiere una lluvia local con periodo de retorno igual al de diseño de la red para que el conducto falle en dicha sección

Esto se debe a que se presenta un estrechamiento además de un cambio de pendiente que provoca un salto hidráulico que es el que provoca que golpee el -

agua sobre la losa superior para posteriormente trabajar a presión. Teniendo conocimiento de este efecto se procedió a proyectar en este tramo un conducto con la capacidad suficiente para conducir el gasto pico de la cuenca rural para un período de retorno de 25 años.

Actualmente se tiene conocimiento que el Gobierno del Estado de México tiene proyectado construir un canal que desvíe los ríos Cano y Verdigel en un punto antes de entrar a la zona suburbana y conducir sus caudales hacia alguna presa cercana, lo cual ocasionará que el gasto aportado al Emisor disminuya considerablemente. Así, de esta manera se puede esperar, sin mayores preocupaciones, el crecimiento de la ciudad hacia aguas arriba en un porcentaje que quedará en función del gasto que entra al Emisor debido a la cuenca rural parcial que quede después del desvío.

A manera de recomendación se puede decir que todo tipo de proyectos de Ingeniería debe ser realizado con el mayor cuidado con miras a la optimización de éste. El proyecto de conductos de drenaje en zonas urbanas no debe llevarse a cabo cuando es deficiente y su mal funcionamiento puede ocasionar pérdida de materiales y hasta humanas, además de otros transtornos.

Proyectos que si en un momento resultan relativamente económicos a la larga se vuelven mucho más costosos que si desde el principio se hubieran realizado correctamente.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Agua y Saneamiento de Toluca. Embovedamiento Río Verigel, tramo Avenida de los Maestros entre Sebastián Lerdo de Tejada y Glorieta de Huitzila. Departamento de Alcantarillado, México 1983.
2. Ven Te Chow, Open - Channel Hydraulics, International Student Edition -- Auckland, 1981, pp 680.
3. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas, Consultores S.A., México 1978.
4. Raúl Gómez Rosas, Notas sobre Hidráulica General. UNAM. México 1970, pp 149.
5. Rolando Springall G. HIDROLOGIA. Primera parte. UNAM. México pp. 210
6. John A. Roberson y Clayton T. Crowe, Mecánica de Fluidos. Ed. Interamericana, México, 1983. pp. 680.
7. Carlos Suárez Salazar, Costo y Tiempo en Edificación, Ed. Limusa, 3a. Edición, México 1984, pp. 451.
8. Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles. México, 1980.